



Consorzio di Bonifica 7

Caltagirone 1929

Mandatario senza rappresentanza del

Consorzio di Bonifica Sicilia Orientale

Ristrutturazione della rete irrigua dipendente dal complesso Dittaino-Ogliastro per l'eliminazione delle perdite ed il recupero della risorsa idrica. Territorio Castelluccio-Favarotta

CUP: I93D20003570001

DATA PROGETTO

GIUGNO 2020

AGGIORNAMENTO PROGETTO

ELABORATO N°

D5

PRATICA N° 10397E1

ARCH. N°

FILE :10397E1-1

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI:
CAPOGRUPPO MANDATARIA


CONSORZIO DI BONIFICA DELLA BARAGGIA BIELLESE E VERCELLESE
STECI S.r.l.
 SOCIETA' DI INGEGNERIA
 13100 VERCELLI - C.so Libertà, 162
 Tel. 0161.215335 - Fax 0161.259070 - PEC: steci@pec.stecisrl.it

IL PROGETTISTA
(Dott. Ing. Domenico CASTELLI)

MANDANTE

PROGEA S.r.l.
SOCIETA' DI INGEGNERIA

92020 San Giovanni Gemini (AG) - Via S. Luisa Di Marillac, 2/a
Tel.0922.902102 - Fax 0922.905101-email progeaingegneria@gmail.com

IL PROGETTISTA
(Dott. Ing. Salvatore PANEPINTO)

ELABORATI DOCUMENTALI

RELAZIONE GEOTECNICA
E DI CALCOLO STRUTTURALE

PROGETTO 1° LOTTO STRALCIO ESECUTIVO

ELABORATO PROGETTUALE	AGGIORNAMENTO N.			
	DATA			

CONTROLLO		DISEGNATORE	CONTROLLO	APPROVAZIONE
	FIRMA		M.P.	D.C.

VISTI:

IL RUP
(Dott. Ing. Sebastiano CASSIS)

IL DIRETTORE AREA TECNICA PROGETTAZIONE
(Dott. Ing. Eugenio POLLICINO)

IL DIRETTORE GENERALE

INDICE

1. PREMESSA.....	1
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE E LORO RILEVANZA GEOTECNICO-STRUTTURALE.....	1
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
4. MATERIALI PER USO STRUTTURALE.....	5
4.1 CALCESTRUZZO.....	5
4.1.1 <i>Caratteristiche tecniche e prescrizioni per la durabilità</i>	5
4.1.2 <i>Qualifica del conglomerato cementizio</i>	8
4.1.3 <i>Posa in opera e tolleranze esecutive</i>	10
4.1.4 <i>Casseforme, disarmo e stagionatura dei getti</i>	12
4.1.5 <i>Controlli in corso d'opera</i>	15
4.1.6 <i>Elementi e manufatti prefabbricati</i>	18
4.2 ACCIAIO.....	18
4.2.1 <i>Proprietà meccaniche</i>	19
4.2.2 <i>Controlli sull'acciaio per c.a.</i>	20
4.3 MURATURA PORTANTE.....	23
4.3.1 <i>Caratteristiche tecniche e prestazionali</i>	23
4.3.2 <i>Prove di accettazione</i>	23
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO OGGETTO DEI LAVORI.....	25
5.1 STIMA DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO.....	25
5.2 CATEGORIA STRATIGRAFICA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	33
5.3 PERICOLOSITÀ SISMICA DI PROGETTO.....	34
6. PARAMETRI DI PROGETTO.....	39
6.1 LIVELLI DI SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....	39
6.2 ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE.....	40
6.3 VALUTAZIONE DELLE AZIONI.....	41
6.4 AZIONE SISMICA.....	51
6.5 COMBINAZIONI DI CARICO.....	64
7. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE.....	66
7.1 COSTRUZIONI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO.....	66
7.1.1 <i>Resistenze di calcolo</i>	67
7.1.2 <i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)</i>	70
7.1.3 <i>Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)</i>	75
7.2 COSTRUZIONI IN MURATURA PORTANTE.....	78
7.3 MODELLI DI CALCOLO E DI VERIFICA STRUTTURALE.....	78
8. METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA.....	80
8.1 CRITERI PROGETTUALI E DI VERIFICA.....	80
8.2 ITERAZIONE E MODELLAZIONE TERRENO – FONDAZIONI.....	88
8.3 STIMA DEI CEDIMENTI.....	90
8.4 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE.....	92
8.5 VERIFICHE A SCORRIMENTO.....	99
8.6 VERIFICHE A RIBALTAMENTO.....	99
8.7 VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE OPERE DI SOSTEGNO E DEI FRONTI SCAVO.....	100
8.7.1 <i>Opere di sostegno provvisoriale</i>	104
8.7.2 <i>Fronti scavo per l'esecuzione delle opere</i>	107

8.8	MODELLI DI CALCOLO E DI VERIFICA GEOTECNICA	113
9.	RISULTATI DI CALCOLO E VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE.....	117
9.1	MANUFATTI PRINCIPALI DI REGOLAZIONE IDRAULICA	117
9.1.1	Modello di calcolo e sintesi dei risultati	118
9.1.2	Verifiche strutturali.....	168
9.1.3	Verifiche strutturali dei micropali di fondazione	182
9.1.4	Verifiche geotecniche.....	190
9.1.5	Stima dei micropali di fondazione.....	194
9.1.6	Validazione del modello di calcolo	195
9.2	LOCALI TECNICI A SERVIZIO DEI MANUFATTI DI REGOLAZIONE IDRAULICA.....	195
9.2.1	Verifica semplificata dei fabbricati in muratura.....	195
9.2.2	Verifiche strutturali della platea di fondazione.....	204
9.2.3	Predimensionamento dei solai in laterocemento.....	215
9.2.4	Sollecitazioni trasmesse al terreno di fondazione e stima dei cedimenti	222
9.2.5	Verifica della capacità portante del sistema di fondazione.....	224
9.3	CABINE DI PRESA PRINCIPALE	227
9.3.1	Verifiche strutturali.....	227
9.3.2	Verifiche geotecniche.....	238
9.4	POZZETTI DI TESTATA DEGLI ATTRAVERSAMENTI STRADALI.....	242
9.4.1	Modello di calcolo e sintesi dei risultati	243
9.4.2	Verifiche strutturali fondazioni e pareti.....	282
9.4.3	Verifiche strutturali delle solette di copertura	307
9.4.4	Verifiche geotecniche.....	314
9.4.5	Validazione del modello di calcolo	325
9.5	MANUFATTI ED OPERE A MINORE RILEVANZA STRUTTURALE.....	326
9.6	OPERE PROVVISORIALI A SOSTEGNO DEGLI SCAVI	326
9.7	FRONTI SCAVO PER L'ESECUZIONE DELLE OPERE	334
9.8	VERIFICA DEI BLOCCHI DI ANCORAGGIO	340
10.	VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	347
11.	CONSIDERAZIONI E PRESCRIZIONI TECNICO-OPERATIVE.....	359

ALLEGATI SU SUPPORTO INFORMATICO:

- **ALLEGATO 1 - MANUFATTI PRINCIPALI DI REGOLAZIONE IDRAULICA - TABULATI DI CALCOLO**
 - EDIFICIO DI REGOLAZIONE DI TIPO A - DATI DI INPUT
 - EDIFICIO DI REGOLAZIONE DI TIPO A - DATI DI OUTPUT
 - EDIFICIO DI REGOLAZIONE DI TIPO A - ANALISI MODALE
 - EDIFICIO DI REGOLAZIONE DI TIPO B - DATI DI INPUT
 - EDIFICIO DI REGOLAZIONE DI TIPO B - DATI DI OUTPUT
 - EDIFICIO DI REGOLAZIONE DI TIPO B - ANALISI MODALE
- **ALLEGATO 2 - POZZETTI DI TESTATA DEGLI ATTRAVERSAMENTI STRADALI - TABULATI DI CALCOLO**
 - POZZETTO ATTRAVERSAMENTO ARRIVO - DATI DI INPUT
 - POZZETTO ATTRAVERSAMENTO ARRIVO - DATI DI OUTPUT
 - POZZETTO ATTRAVERSAMENTO ARRIVO - ANALISI MODALE
 - POZZETTO DI SPINTA - DATI DI INPUT
 - POZZETTO DI SPINTA - DATI DI OUTPUT
 - POZZETTO DI SPINTA - ANALISI MODALE

1. Premessa

La presente relazione riporta la caratterizzazione geotecnica, sismica e strutturale relative alle opere previste in attuazione con i lavori di “*Ristrutturazione della rete irrigua dipendente dal complesso Dittaino-Ogliastro per l’eliminazione delle perdite ed il recupero della risorsa idrica, in territorio Castelluccio-Favarotta*”, descrivendo le tipologie strutturali, gli schemi e modelli di calcolo e i criteri di verifica da adottare per soddisfare i requisiti di sicurezza previsti dalla normativa tecnica vigente, nonché l’azione sismica di calcolo, tenendo conto delle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito, coerentemente con i risultati delle indagini geotecniche disponibili e specificatamente eseguite in sito.

Vengono, quindi sviluppati i calcoli di dimensionamento e di verifica strutturale e geotecnica relativamente alle principali costruzioni in progetto, aventi rilevanza ai fini strutturali, in conformità alle disposizioni della normativa tecnica vigente (N.T.C.-2018).

2. Descrizione delle opere e loro rilevanza geotecnico-strutturale

Le costruzioni previste in attuazione con il presente lotto di intervento sono sostanzialmente caratterizzate da manufatti atti al contenimento, alla gestione ed alla regolazione delle portate veicolate nelle condotte a servizio del comprensorio irriguo, con ubicazione prevalentemente interrata e realizzati in c.c.a. gettato in opera. Le opere in progetto risultano, pertanto, contraddistinte da una semplice concezione strutturale e da modalità costruttive assimilabili alle usuali e comprovate tecniche adottate per la realizzazione in opera di strutture in c.c.a., con tipologia strutturale mista a telaio-pareti accoppiate ai sensi del *paragrafo 7.4.3.1* delle NTC-2018. Le porzioni fuori terra delle costruzioni, destinate a locali tecnici e di controllo, avranno un limitato sviluppo geometrico sia in pianta che in elevazione (un solo piano fuori terra – piano terra) e potranno, in tal senso, essere realizzate con tipologia costruttiva in muratura portante e c.c.a., in funzione anche delle esigenze architettoniche, distributive e funzionali degli stessi.

Nel dettaglio le costruzioni caratterizzate da rilevanza ai fini strutturali e sulle quali sono state condotte le opportune verifiche strutturali e geotecniche sono, quindi, costituite dalle seguenti opere:

- 1) **Manufatti principali di regolazione idraulica.**
- 2) **Locali tecnici a servizio dei manufatti di regolazione idraulica.**
- 3) **Cabine di presa principale.**
- 4) **Pozzetti di testata degli attraversamenti delle infrastrutture stradali esistenti.**

Sono, infine, previsti dei manufatti a servizio dei gruppi di consegna comiziale, di connessione, di attraversamento e di regolazione idraulica secondari, caratterizzati da una minore rilevanza strutturale e per i quali saranno sviluppate valutazioni di tipo qualitativo sulla base di analoghi interventi pregressi; verranno, in tal senso, fornite prescrizioni costruttive e sulle armature minime da prevedersi in riferimento ai dettagli costruttivi previsti dalle N.T.C.-2018.

Gli interventi, dal punto di vista strutturale, in riferimento alla categoria prevalente di opere strutturali possono essere classificati quali **interventi di nuova costruzione – opere in c.c.a. e in muratura a servizio idraulico-irriguo**, ai sensi dei *paragrafi 4.1 e 4.5 e del D.M. 17.01.2018*. Le fondazioni dei vari manufatti faranno, altresì, principalmente riferimento alle opere di fondazione dirette di tipo superficiale ai sensi del *paragrafo 6.4.2* delle NTC-2018 ad eccezione dei manufatti di principali di regolazione idraulica, in relazione ai quali sono stati introdotti dei micropali di fondazione al solo fine dell’ottimizzazione dei cedimenti differiti a medio-lungo termine e all’omogenizzazione dei cedimenti e degli spostamenti differenziali della costruzione, secondo quanto previsto dal *paragrafo 6.4.3.3* delle NTC-2018.

Per la progettazione nei confronti delle azioni sismiche si è fatto, infine, riferimento rispettivamente ai *paragrafi 7.4, 7.8 e 7.11* (aspetti geotecnici) delle NTC-2018.

Dal punto di vista amministrativo le principali opere in progetto sorgeranno nei territori comunali di Mineo (per la maggior parte), Ramacca e Palagonia (CT), i quali risultano classificati in zona sismica 2 ai sensi dell’O.P.C.M. n. 3274/2003 e della D.G.R. n. 408 del 19 dicembre 2003 e s.m.i..

Per una descrizione di dettaglio dei vari interventi progettualmente previsti si rimanda, infine, a quanto specificatamente riportato nella *Relazione tecnica generale* e negli *Elaborati grafici* di progetto.

3. Normativa di riferimento

Ai fini della presente progettazione strutturale e geotecnica si è fatto, in via principale, riferimento alle seguenti norme in materia di costruzioni, di valenza nazionale:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ss.mm.ii. – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- Ordinanza n. 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.2003 e ss.mm.ii. – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C.-2018).
- Circolare applicativa n. 7 del 21 gennaio 2019 del CSLP - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 (Circolare applicativa N.T.C.-2018).
- UNI EN 1991-1 e UNI EN 1990: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture.
- UNI EN 1992-1-1: Eurocodice 2 – Strutture in calcestruzzo.
- UNI EN 1993-1: Eurocodice 3 – Strutture in acciaio.
- UNI EN 1996-1 / 1996-2 / 1996-3: Eurocodice 6 – Strutture in muratura.
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali.
- UNI EN 1997-2/3: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Progettazione assistita da prove di laboratorio e da prove in sito.
- UNI EN 1998-1: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

Ad integrazione dei predetti riferimenti normativi si è fatto, anche, riferimento alle seguenti Norme di scala Regionale, istruzioni applicative e comprovate linee guida:

- D.G.R. n. 408 del 19 dicembre 2003 e s.m.i. – Individuazione, formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche ed adempimenti connessi al recepimento ed attuazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003, n. 3274.
- Decreto del 15 gennaio 2004 del Dirigente Generale del Dipartimento Regionale della Protezione Civile concernente – Individuazione, formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche ed adempimenti connessi al recepimento ed all'attuazione

dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003, n. 3274.

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei LL. PP..
- Linee guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP..
- Istruzioni e i documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche – Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (CNR – GNDT).
- Istruzioni e linee guida Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento di Protezione Civile, in collaborazione con ITC (Istituto per le Tecnologie delle Costruzioni) e il Consorzio ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica).
- Norme UNI in materia di materiali da costruzione e per uso strutturale in vigore.

Si evidenzia che il progetto strutturale è stato redatto in ottemperanza al D.M. 17.01.2018 (NTC-2018). Peraltro le strutture in progetto sono idonee a sopportare le azioni sismiche proprie del sito oggetto dei lavori classificato in zona sismica 2 ai sensi della D.G.R. n. 408/2003 e s.m.i. e dell'O.P.C.M. n. 3274/2003 e s.m.i..

4. Materiali per uso strutturale

4.1 Calcestruzzo

4.1.1 Caratteristiche tecniche e prescrizioni per la durabilità

Per quanto riguarda le caratteristiche dei calcestruzzi tutti i manufatti in c.c.a. potranno essere eseguiti impiegando unicamente cementi provvisti di attestato di conformità CE o equivalente che soddisfino i requisiti di accettazione previsti dalla norma UNI EN 197-1:2006. In cantiere o presso l'impianto di confezionamento del calcestruzzo è ammessa, pertanto, esclusivamente la fornitura di cementi rispondenti a tali prescrizioni.

Qualora vi sia l'esigenza di eseguire getti massivi, al fine di limitare l'innalzamento della temperatura all'interno del getto in conseguenza della reazione di idratazione del cemento, sarà opportuno utilizzare cementi a basso calore LH contemplati dalla norma UNI EN 197-1:2006.

Tutte le forniture di cemento dovranno, quindi, essere accompagnate da attestati di conformità CE o equivalente. E' possibile, in alternativa, una dichiarazione periodica del produttore del cemento, contenente l'elenco dei DDT relativi ai lotti consegnati al produttore di calcestruzzo e l'attestato di conformità CE o equivalente, da inoltrare da parte dell'impresa esecutrice alla Direzione Lavori. La Direzione Lavori verificherà, comunque, periodicamente quanto sopra indicato, in particolare la corrispondenza del cemento consegnato, come rilevabile dalla documentazione anzidetta, con quello previsto in Capitolato e nella documentazione o elaborati tecnici specifici e potrà richiedere, inoltre, una caratterizzazione periodica del produttore di cemento riportante i valori medi delle prove di autocontrollo sui requisiti della norma UNI EN 197-1:2006. Il prelievo del cemento dovrà avvenire al momento della consegna in conformità alla norma UNI EN 196-7.

Gli aggregati utilizzabili, ai fini del confezionamento del calcestruzzo, dovranno possedere marcatura CE o equivalente, secondo D.P.R. 246/93 e successivi decreti attuativi ed essere conformi ai requisiti della normativa UNI EN 12620 e UNI 8520-2 con i relativi riferimenti alla destinazione d'uso del calcestruzzo. La massa volumica media del granulo in condizioni s.s.a. deve essere pari o superiore a 2300 kg/m³. A questa prescrizione si potrà derogare solo in casi di comprovata impossibilità di approvvigionamento locale, purché si continuino a rispettare le prescrizioni in termini di resistenza caratteristica a compressione e di durabilità.

Gli inerti naturali, spaccati, lavati, non gelivi e non friabili, saranno privi di sostanze organiche limose e argillose, in proporzione nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione dell'armatura. Gli aggregati dovranno, inoltre, rispettare i requisiti minimi imposti dalla norma UNI 8520 parte 2 relativamente al contenuto di sostanze nocive, in particolare:

- il contenuto di solfati solubili in acido (espressi come SO₃ da determinarsi con la procedura prevista dalla UNI-EN 1744-1 punto 12) dovrà risultare inferiore allo 0,2% sulla massa dell'aggregato indipendentemente se l'aggregato è grosso oppure fine (aggregati con classe di contenuto di solfati AS 0,2);
- il contenuto totale di zolfo (da determinarsi con UNI-EN 1744-1 punto 11) dovrà risultare inferiore allo 0,1%;
- non dovranno contenere forme di silice amorfa alcali-reattiva o in alternativa dovranno evidenziare espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520-22, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2.

In attesa di specifiche normative sugli aggregati di riciclo è consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti di cui alla Tabella che segue, a condizione che il calcestruzzo possenga i requisiti reologici, meccanici e di durabilità previsti in progetto. Per tali aggregati, le prove di controllo di produzione in fabbrica saranno effettuate secondo i prospetti H1, H2 ed H3 dell'annesso ZA della norma UNI EN 12620; per le parti rilevanti, devono essere effettuate ogni 100 ton di aggregato prodotto e, comunque, negli impianti di riciclo, per ogni giorno di produzione.

Origine del materiale da riciclo	Rck [MPa]	Percentuale di impiego
Demolizioni di edifici (macerie)	= 10	fino al 100%
Demolizioni di solo cls e c.a.	≤ 37	≤ 30%
	≤ 25	fino al 60%
Riutilizzo interno negli stabilimenti di prefabbricazione qualificati – da qualsiasi classe di calcestruzzi >C(45/55)	≤ 55	fino al 15%
	Stessa classe del calcestruzzo d'origine	fino al 5%

Tabella 1 – Percentuali di impiego di aggregati di riciclo.

Al fine di individuare i requisiti chimico-fisici aggiuntivi rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, che gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali, occorrerà fare specifico riferimento alla UNI 8520 parti 1 e 2.

Per il confezionamento del calcestruzzo dovranno essere impiegati aggregati appartenenti a non meno di due classi granulometriche diverse. La percentuale di impiego di ogni singola classe granulometrica verrà stabilita dal produttore con l'obiettivo di conseguire i requisiti di lavorabilità e di resistenza alla segregazione. La curva granulometrica ottenuta dalla combinazione degli aggregati disponibili, inoltre, sarà quella capace di soddisfare le esigenze di posa in opera richieste dall'impresa (ad esempio, pompabilità), e quelle di resistenza meccanica a compressione e di durabilità richieste per il conglomerato.

La dimensione massima dell'aggregato dovrà essere non maggiore di $\frac{1}{4}$ della sezione minima dell'elemento da realizzare, dell'interferro ridotto di 5 mm, dello spessore del copriferro aumentato del 30% (in accordo anche con quanto stabilito dagli Eurocodici).

Per quanto concerne la durabilità delle opere ogni calcestruzzo dovrà soddisfare i seguenti requisiti di durabilità in accordo con quanto richiesto dalle norme **UNI 11104 e UNI-EN 206-1** e dalle **Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale** in base alla classe (alle classi) di esposizione ambientale della struttura cui il calcestruzzo è destinato:

▪ **CALCESTRUZZO PER GETTI DI OPERE DI FONDAZIONE E PARETI:**

- calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
- classe di esposizione e durabilità: XC2 (UNI EN 11104);
- rapporto (a/c)max: 0,60;
- classe minima di resistenza caratteristica a compressione C25/30;
- resistenza caratteristica minima in opera: 30 N/mm²;
- classe di consistenza al getto: S4;
- contenuto minimo di cemento: 320 kg/m³;
- Dmax dell'aggregato: 28/32 mm;
- copriferro minimo nominale: 40/50 mm; 90/100 mm per eventuali getti direttamente controterra.

▪ **CALCESTRUZZO PER GETTI DI SOLETTE, TRAVI E CORDOLI:**

- calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
- classe di esposizione e durabilità: XC2 / XC1 (UNI EN 11104);
- rapporto (a/c)max: 0,60;

- classe minima di resistenza caratteristica a compressione C25/30;
- resistenza caratteristica minima in opera: 30 N/mm²;
- classe di consistenza al getto: S4;
- contenuto minimo di cemento: 320 kg/m³;
- Dmax dell'aggregato: 25 mm;
- copriferro minimo nominale: 25/30 mm lato interno / 35 mm lato esterno.

Il contenuto di aria in ogni miscela prodotta dovrà essere determinato in accordo alla procedura descritta alla norma UNI EN 12350-7 conforme a quanto indicato nella tabella 3.1 (in funzione del diametro massimo dell'aggregato e dell'eventuale esposizione alla classe XF: strutture soggette a cicli di gelo/disgelo in presenza o meno di sali disgelanti).

Per la produzione del calcestruzzo dovranno essere impiegate le acque potabili e quelle di riciclo conformi alla UNI EN 1008:2003.

L'essudamento di acqua di bleeding dovrà risultare non superiore allo 0,1% in conformità alla norma UNI 7122.

4.1.2 *Qualifica del conglomerato cementizio*

In accordo alle Norme Tecniche per le Costruzioni per la produzione del calcestruzzo si possono configurare due differenti possibilità:

- 1) calcestruzzo prodotto senza processo industrializzato;
- 2) calcestruzzo prodotto con processo industrializzato;

Il caso 1) si verifica nella produzione limitata di calcestruzzo direttamente effettuata in cantiere mediante processi di produzione temporanei e non industrializzati. In tal caso la produzione deve essere effettuata sotto la diretta vigilanza del Direttore dei Lavori. Il D.M. 17/01/2018 prevede, in questo caso, la qualificazione iniziale delle miscele per mezzo della “*Valutazione preliminare della Resistenza*” (paragrafo 11.2.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni) effettuata sotto la responsabilità dell'appaltatore o committente, prima dell'inizio della costruzione dell'opera, attraverso idonee prove preliminari atte ad accertare la resistenza caratteristica per ciascuna miscela omogenea di conglomerato che verrà utilizzata per la costruzione dell'opera. La qualificazione iniziale di tutte le miscele utilizzate deve effettuarsi per mezzo di prove certificate da parte dei laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001 (Laboratori Ufficiali).

Nella relazione di prequalifica, nel caso di calcestruzzo prodotti senza processo industrializzato l'appaltatore dovrà fare esplicito riferimento a:

- materiali che si intendono utilizzare, indicandone provenienza, tipo e qualità;
- documenti sulla marcatura CE dei materiali costituenti;
- massa volumica reale s.s.a. e assorbimento, per ogni classe di aggregato, valutati secondo la Norma UNI 8520 parti 13a e 16a;
- studio granulometrico per ogni tipo e classe di calcestruzzo;
- tipo, classe e dosaggio del cemento;
- rapporto acqua-cemento;
- massa volumica del calcestruzzo fresco e calcolo della resa;
- classe di esposizione ambientale a cui è destinata la miscela;
- tipo e dosaggio degli eventuali additivi;
- proporzionamento analitico della miscela e resa volumetrica;
- classe di consistenza del calcestruzzo;
- risultati delle prove di resistenza a compressione;
- curve di resistenza nel tempo (almeno per il periodo 2÷28 giorni);
- caratteristiche dell'impianto di confezionamento e stato delle tarature;
- sistemi di trasporto, di posa in opera e maturazione dei getti.

Il caso 2) è trattato dal D.M. 17/01/2018 al punto 11.2.8 che definisce come calcestruzzo prodotto con processo industrializzato quello prodotto mediante impianti, strutture e tecniche organizzate sia in cantiere che in uno stabilimento esterno al cantiere stesso.

Di conseguenza in questa fattispecie rientrano, a loro volta, tre tipologie di produzione del calcestruzzo:

- calcestruzzo prodotto in impianti industrializzati fissi;
- calcestruzzo prodotto negli stabilimenti di prefabbricazione;
- calcestruzzo prodotto in impianti industrializzati installati nei cantieri (temporanei).

In questi casi gli impianti devono essere idonei ad una produzione costante, disporre di apparecchiature adeguate per il confezionamento, nonché di personale esperto e di attrezzature idonee a provare, valutare e correggere la qualità del prodotto.

Al fine di contribuire a garantire quest'ultimo punto, gli impianti devono essere dotati di un sistema di controllo permanente della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera.

Tale sistema di controllo non deve confondersi con l'ordinario sistema di gestione della qualità aziendale, al quale può affiancarsi.

Il sistema di controllo della produzione in fabbrica dovrà essere certificato da un organismo terzo indipendente di adeguata competenza e organizzazione, che opera in coerenza con la UNI EN 45012. A riferimento per tale certificazione devono essere prese le Linee Guida sul calcestruzzo preconfezionato edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici allo scopo di ottenere un calcestruzzo di adeguate caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche.

Il sistema di controllo di produzione in fabbrica dovrà comprendere le prove di autocontrollo, effettuate a cura del produttore secondo quanto previsto dalle Linee Guida sul calcestruzzo preconfezionato. L'organismo di certificazione dovrà, nell'ambito dell'ispezione delle singole unità produttive dovrà verificare anche i laboratori utilizzati per le prove di autocontrollo interno. In virtù di tale verifica e sorveglianza del controllo di produzione le prove di autocontrollo della produzione sono sostitutive di quelle effettuate dai laboratori ufficiali.

Il programma delle prove di autocontrollo deve essere sviluppato in maniera tale da assicurare il rispetto dei disposti normativi per le numerose miscele prodotte, ma essere nel contempo contenuto in maniera tale da agevolarne l'applicazione, in virtù dell'elevato numero delle miscele prodotte in generale in un impianto di calcestruzzo preconfezionato.

È compito della Direzione Lavori accertarsi che i documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere indichino gli estremi della certificazione del sistema di controllo della produzione.

Ove opportuno il Direttore dei Lavori potrà richiedere la relazione preliminare di qualifica ed i relativi allegati (es. certificazione della marcatura CE degli aggregati, del cemento, etc.).

4.1.3 Posa in opera e tolleranze esecutive

Al momento della messa in opera del conglomerato è obbligatoria la presenza di almeno un membro dell'ufficio della Direzione Lavori incaricato a norma di legge e di un responsabile tecnico dell'impresa appaltatrice.

Prima di procedere alla messa in opera del calcestruzzo, sarà necessario adottare tutti quegli accorgimenti atti ad evitare qualsiasi sottrazione di acqua dall'impasto. In particolare, in caso di casseforme in legno, andrà eseguita un'accurata bagnatura delle superfici.

È proibito eseguire il getto del conglomerato quando la temperatura esterna scende al disotto dei + 0° C se non si prendono particolari sistemi di protezione del manufatto concordati e autorizzati dalla D.L. anche qualora la temperatura ambientale superi i 33° C.

Lo scarico del calcestruzzo dal mezzo di trasporto nelle casseforme si effettua applicando tutti gli accorgimenti atti ad evitare la segregazione.

Per la compattazione del getto dovranno essere adoperati vibratori a parete o ad immersione. Nel caso si adoperi il sistema di vibrazione ad immersione, l'ago vibrante deve essere introdotto verticalmente e spostato, da punto a punto nel calcestruzzo, ogni 50 cm circa; la durata della vibrazione verrà protratta nel tempo in funzione della classe di consistenza del calcestruzzo (*tabella 2*).

Classe di consistenza	Tempo minimo di immersione dell'ago nel cls (s)
S1	25 - 30
S2	20 - 25
S3	15 - 20
S4	10 - 15
S5	5 - 10
F6	0 - 5
SCC	<i>Non necessita compattazione (salvo indicazioni specifiche della D.L.)</i>

Tabella 2 – Relazione tra classe di consistenza e tempo di vibrazione del conglomerato.

Nel caso siano previste riprese di getto sarà obbligo dell'appaltatore procedere ad una preliminare rimozione, mediante scarifica con martello, dello strato corticale di calcestruzzo già parzialmente indurito. Tale superficie, che dovrà possedere elevata rugosità (asperità di circa 5 mm) verrà opportunamente bagnata per circa due ore prima del getto del nuovo strato di calcestruzzo.

Qualora alla struttura sia richiesta la tenuta idraulica, lungo la superficie scarificata verranno disposti dei giunti "water-stop" in materiale bentonitico idroespansivo. I profili "water-stop" saranno opportunamente fissati nella scanalatura a "V" appositamente preparata e disposti in maniera tale da non interagire con le armature.

I distanziatori utilizzati per garantire i copriferri ed eventualmente le reciproche distanze tra le barre di armatura, dovranno essere in plastica o a base di malta cementizia di forma e geometria tali da minimizzare la superficie di contatto con il cassero.

Per quanto concerne le **tolleranze esecutive** nelle opere finite gli scostamenti ammissibili (tolleranze) rispetto alle dimensioni e/o quote dei progetti sono riportate di seguito; per i vari elementi strutturali; lo scostamento “S” è espresso in cm:

a) Fondazioni in genere (plinti, travi rovesce e platee):

- posizionamento rispetto alle coordinate di progetto: $S = \pm 5,0$ cm
- dimensioni in pianta: $S = \pm 5,0$ cm
- dimensioni in altezza (superiore) $S = \pm 1,0$ cm
- quota altimetrica estradosso $S = \pm 1,0$ cm

b) Strutture in elevazione in genere (muri, pareti, setti e pilastri):

- posizionamento rispetto alle coordinate
e/ o agli allineamenti di progetto: $S = \pm 2,0$ cm
- dimensione in pianta: $S = \pm 1,0$ cm
- spessore muri, pareti, spalle: $S = \pm 1,0$ cm
- quota altimetrica sommità: $S = \pm 1,0$ cm
- verticalità per $H \leq 600$ cm $S = \pm 1,0$ cm
- verticalità per $H > 600$ cm $S = \pm H/12$

c) Solette, impalcati, travi e cordoli in genere:

- spessore: $S = \pm 1,0$ cm
- quota altimetrica estradosso: $S = \pm 1,0$ cm

In ogni caso gli scostamenti dimensionali negativi non devono ridurre i copriferri minimi prescritti dal progetto.

4.1.4 Casseforme, disarmo e stagionatura dei getti

Per tali opere provvisorie l'impresa comunicherà preventivamente alla Direzione Lavori il sistema e le modalità esecutive che intende adottare, ferma restando l'esclusiva responsabilità dell'impresa stessa per quanto riguarda la progettazione e l'esecuzione di tali opere provvisorie e la loro rispondenza a tutte le norme di legge ed ai criteri di sicurezza che comunque possono riguardarle. Il sistema prescelto dovrà comunque essere atto a consentire la realizzazione delle opere in conformità alle disposizioni contenute nel progetto esecutivo.

Nella progettazione e nell'esecuzione delle armature di sostegno delle centinature e delle attrezzature di costruzione, l'impresa è tenuta a rispettare le norme, le prescrizioni ed i vincoli che eventualmente venissero imposti da Enti, Uffici e persone responsabili riguardo alla zona interessata.

Tutte le attrezzature dovranno essere dotate degli opportuni accorgimenti affinché, in ogni punto della struttura, la rimozione dei sostegni sia regolare ed uniforme.

Viene prescritto l'uso di casseforme metalliche o di materiali fibrocompresi o compensati (tavolati in legno); in ogni caso esse dovranno avere dimensioni e spessori sufficienti ad essere opportunamente irrigidite o controventate per assicurare l'ottima riuscita delle superfici dei getti e delle opere e la loro perfetta rispondenza ai disegni di progetto.

Nel caso di eventuale utilizzo di casseforme in legno, si dovrà curare che le stesse siano eseguite con tavole a bordi paralleli e ben accostate, in modo che non abbiano a presentarsi, dopo il disarmo, sbavature o disuguaglianze sulle facce in vista del getto. In ogni caso l'appaltatore avrà cura di trattare le casseforme, prima del getto, con idonei prodotti disarmanti conformi alla norma UNI 8866. Le parti componenti i casseri debbono essere a perfetto contatto e sigillate con idoneo materiale per evitare la fuoriuscita di boiaccia cementizia.

Nel caso, infine, di cassetta a perdere, inglobata nell'opera, occorre verificare la sua funzionalità, se è elemento portante, e che non sia dannosa, se è elemento accessorio.

Prima del getto le casseforme dovranno essere pulite per l'eliminazione di qualsiasi traccia di materiale che possa compromettere l'estetica del manufatto quali polvere, terriccio etc. Dove e quando necessario si farà uso di prodotti disarmanti disposti in strati omogenei continui, su tutte le casseforme di una stessa opera dovrà essere usato lo stesso prodotto.

Nel caso di utilizzo di casseforme impermeabili, per ridurre il numero delle bolle d'aria sulla superficie del getto si dovrà fare uso di disarmante con agente tensioattivo in quantità controllata e la vibrazione dovrà essere contemporanea al getto.

L'impresa esecutrice avrà l'obbligo di predisporre in corso di esecuzione quanto è previsto nei disegni costruttivi per ciò che concerne fori, tracce, cavità, incassature, etc. per la posa in opera di apparecchi accessori quali giunti, eventuali appoggi e/o smorzatori sismici, pluviali, passi d'uomo, passerelle d'ispezione, sedi di tubi e di cavi, opere interruttrive, sicurvia, parapetti, mensole, segnalazioni, parti d'impianti, ecc..

Si potrà procedere alla rimozione delle casseforme dai getti quando saranno state raggiunte le prescritte resistenze. In assenza di specifici accertamenti, l'appaltatore dovrà

attenersi a quanto stabilito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018.

Le eventuali irregolarità o sbavature, qualora ritenute tollerabili, dovranno essere asportate mediante scarifica meccanica o manuale ed i punti difettosi dovranno essere ripresi accuratamente con malta cementizia a ritiro compensato immediatamente dopo il disarmo, previa bagnatura a rifiuto delle superfici interessate.

Eventuali elementi metallici, quali chiodi o reggette che dovessero sporgere dai getti, dovranno essere tagliati almeno 0,5 cm sotto la superficie finita e gli incavi risultanti verranno accuratamente sigillati con malta fine di cemento.

Il calcestruzzo, al termine della messa in opera e successiva compattazione, deve essere stagionato e protetto dalla rapida evaporazione dell'acqua di impasto e dall'essiccamento degli strati superficiali (fenomeno particolarmente insidioso in caso di elevate temperature ambientali e forte ventilazione). Per consentire una corretta stagionatura è necessario mantenere costantemente umida la struttura realizzata; l'appaltatore è responsabile della corretta esecuzione della stagionatura che potrà essere condotta mediante:

- la permanenza entro casseri del conglomerato;
- l'applicazione, sulle superfici libere, di specifici film di protezione mediante la distribuzione nebulizzata di additivi stagionanti (agenti di curing);
- l'irrorazione continua del getto con acqua nebulizzata;
- la copertura delle superfici del getto con fogli di polietilene, sacchi di iuta o tessuto non tessuto mantenuto umido in modo che si eviti la perdita dell'acqua di idratazione;
- la creazione attorno al getto, con fogli di polietilene od altro, di un ambiente mantenuto saturo di umidità;
- la creazione, nel caso di solette e getti a sviluppo orizzontale, di un cordolo perimetrale (in sabbia od altro materiale rimovibile) che permetta di mantenere la superficie ricoperta da un costante velo d'acqua.

I prodotti filmogeni di protezione non possono essere applicati lungo i giunti di costruzione, sulle riprese di getto o sulle superfici che devono essere trattate con altri materiali.

Al fine di assicurare alla struttura un corretto sistema di stagionatura in funzione delle condizioni ambientali, della geometria dell'elemento e dei tempi di scasseratura previsti, l'appaltatore, previa informazione alla direzione dei lavori, eseguirà verifiche di cantiere che assicurino l'efficacia delle misure di protezione adottate.

Sarà obbligatorio procedere alla maturazione dei getti per almeno 7 giorni consecutivi. Qualora dovessero insorgere esigenze particolari per sospendere la maturazione esse dovranno essere espressamente autorizzate dalla direzione dei lavori.

Nel caso di superfici orizzontali non cassate (pavimentazioni, platee di fondazione...) dovrà essere effettuata l'operazione di bagnatura continua con acqua non appena il conglomerato avrà avviato la fase di presa. Le superfici verranno mantenute costantemente umide per almeno 7 giorni. Per i getti confinati entro casseforme l'operazione di bagnatura verrà avviata al momento della rimozione dei casseri, se questa avverrà prima di 7 giorni. Per eventuali calcestruzzi con classe di resistenza a compressione maggiore o uguale di C40/50 la maturazione deve essere curata in modo particolare.

4.1.5 Controlli in corso d'opera

La Direzione Lavori eseguirà controlli in corso d'opera per verificare la conformità tra le caratteristiche del conglomerato messo in opera e quello stabilito dal progetto e garantito in sede di valutazione preliminare.

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee di conglomerato e, in funzione del quantitativo di conglomerato accettato, può essere condotto mediante (Norme Tecniche cap. 11):

- **controllo di tipo "A";**
- **controllo di tipo "B"** (obbligatorio nelle costruzioni con più di 1500 m³ di miscela omogenea).

Il prelievo del conglomerato per i controlli di accettazione si deve eseguire a "bocca di betoniera", conducendo tutte le operazioni in conformità con le prescrizioni indicate nelle Norme Tecniche per le costruzioni e nella norma UNI-EN 206-1 (non prima di aver scaricato almeno 0.3 m³ di conglomerato).

Il prelievo di calcestruzzo dovrà essere eseguito alla presenza della D.L. o di un suo incaricato.

In particolare i campioni di calcestruzzo devono essere preparati con casseforme rispondenti alla norma UNI EN 12390-1, confezionati secondo le indicazioni riportate nella norma UNI EN 12390-2 e provati presso un laboratorio Ufficiale secondo la UNI EN 12390-3. Le casseforme devono essere realizzate con materiali rigidi al fine di prevenire deformazioni durante le operazioni di preparazione dei provini, devono essere a tenuta stagna e non assorbenti. La geometria delle casseforme deve essere cubica di lato pari a 150 mm o cilindrica con diametro d pari a 150 mm ed altezza h 300 mm.

Il prelievo del calcestruzzo deve essere effettuato non prima di aver scaricato 0,3 m³ di calcestruzzo e preferibilmente a metà dello scarico della betoniera. Il conglomerato sarà versato tramite canaletta all'interno di una carriola in quantità pari a circa 2 volte superiore a quello necessario al confezionamento dei provini. Il materiale versato verrà omogeneizzato con l'impiego di una sassola.

È obbligatorio inumidire tutti gli attrezzi necessari al campionamento (carriola, sessola) prima di utilizzarli, in modo tale da non modificare il contenuto di acqua del campione di materiale prelevato.

Prima del riempimento con il conglomerato, le casseforme andranno pulite e trattate con un liquido disarmante.

Per la compattazione del calcestruzzo entro le casseforme è previsto l'uso di uno dei seguenti mezzi:

- pestello di compattazione metallico a sezione circolare e con le estremità arrotondate, con diametro di circa 16 mm e lunghezza di circa 600 mm;
- barra diritta metallica a sezione quadrata, con lato di circa 25 mm e lunghezza di circa 380 mm;
- vibratore interno con frequenza minima di 120 Hz e diametro non superiore ad $\frac{1}{4}$ della più piccola dimensione del provino;
- tavola vibrante con frequenza minima pari a 40 Hz.

Il riempimento della cassaforma deve avvenire per strati successivi di 75 mm, ciascuno dei quali accuratamente compattati senza produrre segregazioni o comparsa di acqua sulla superficie.

Nel caso di compattazione manuale, ciascuno strato verrà assestato fino alla massima costipazione, avendo cura di martellare anche le superficie esterne del cassero.

Nel caso si impieghi il vibratore interno, l'ago non dovrà toccare lungo le pareti verticali e sul fondo della cassatura.

La superficie orizzontale del provino verrà spianata con un movimento a sega, procedendo dal centro verso i bordi esterni.

Su tale superficie verrà applicata (annegandola nel calcestruzzo) un'etichetta di plastica/cartoncino rigido sulla quale verrà riportata l'identificazione del campione con inchiostro indelebile; l'etichetta sarà siglata dalla direzione dei lavori al momento del confezionamento dei provini.

L'esecuzione del prelievo deve essere accompagnata dalla stesura di un verbale di prelievo che riporti le seguenti indicazioni:

- identificazione del campione;
- tipo di calcestruzzo;
- numero di provini effettuati;
- codice del prelievo;
- metodo di compattazione adottato;
- numero del documento di trasporto;
- ubicazione del getto per il puntuale riferimento del calcestruzzo messo in opera;
- identificazione del cantiere e dell'impresa appaltatrice;
- data e ora di confezionamento dei provini;
- la firma della D.L. in caso di opere particolari, soggette a sorveglianza da parte di Enti ministeriali; il verbale di prelievo dovrà riportare anche la firma dell'Ingegnere incaricato della sorveglianza in cantiere.

Al termine del prelievo, i provini verranno posizionati al di sopra di una superficie orizzontale piana in una posizione non soggetta ad urti e vibrazioni.

Il calcestruzzo campionato deve essere lasciato all'interno delle casseforme per almeno 16 h (in ogni caso non oltre i 3 giorni). In questo caso sarà opportuno coprire i provini con sistemi isolanti o materiali umidi (es. sacchi di juta, tessuto non tessuto...). Trascorso questo tempo i provini dovranno essere consegnati presso il Laboratorio incaricato di effettuare le prove di schiacciamento dove, una volta rimossi dalle casseforme, devono essere conservati in acqua alla temperatura costante di 20 ± 2 °C oppure in ambiente termostato posto alla temperatura di 20 ± 2 °C ed umidità relativa superiore al 95%.

Nel caso in cui i provini vengano conservati immersi nell'acqua, il contenitore deve avere dei ripiani realizzati con griglie (è consentito l'impiego di reti elettrosaldate) per fare in modo che tutte le superfici siano a contatto con l'acqua.

L'impresa appaltatrice sarà responsabile delle operazioni di corretta conservazione dei provini campionati e della loro custodia in cantiere prima dell'invio al Laboratorio incaricato di effettuare le prove di schiacciamento. Inoltre, l'impresa appaltatrice sarà responsabile del trasporto e della consegna dei provini di calcestruzzo al Laboratorio Ufficiale unitamente ad una lettera ufficiale di richiesta prove firmata dalla Direzione Lavori.

Qualora per esigenze legate alla logistica di cantiere o ad una rapida messa in servizio di una struttura o di porzioni di essa si rende necessario prescrivere un valore della resistenza caratteristica a tempi inferiori ai canonici 28 giorni o a temperature diverse dai 20 °C i controlli di accettazione verranno effettuati con le stesse modalità sopra descritte fatta eccezione per le modalità di conservazione dei provini che verranno mantenuti in adiacenza

alla struttura o all'elemento strutturale per il quale è stato richiesto un valore della resistenza caratteristica a tempi e temperature inferiori a quelle canoniche. Resta inteso che in queste situazioni rimane sempre l'obbligo di confezionare e stagionare anche i provini per 28 giorni a 20 °C e U.R. del 95% per valutare la rispondenza del valore caratteristico a quello prescritto in progetto.

I certificati emessi dal Laboratorio dovranno contenere tutte le informazioni richieste al punto 11.2.5.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018.

4.1.6 Elementi e manufatti prefabbricati

Per quanto concerne la fornitura di elementi prefabbricati (quali ad esempio travetti e/o lastre predalles, manufatti scatolari, ecc.) è fatto obbligo all'appaltatore di esibire, prima dell'accettazione della fornitura, adeguata relazione di calcolo che illustri le modalità di posa in opera dei prefabbricati, nonché i calcoli di dimensionamento e verifica ai sensi delle NTC-2018 e s.m.i. secondo i parametri di progetto previsti nella presente relazione. Dovranno, inoltre, essere esibiti gli schemi esecutivi dei ferri d'armatura per consentire di valutare il comportamento d'insieme del manufatto e la compatibilità con le sollecitazioni previste.

In ultimo dovranno essere resi disponibili il certificato relativo alla produzione in serie di manufatti prefabbricati oltre ai certificati di prova sui materiali e al certificato CE secondo normativa Comunitaria vigente.

I manufatti prefabbricati e i relativi elaborati esecutivi (relazione di calcolo, disegni tecnici) dovranno essere firmati da progettista abilitato per conto del produttore e preventivamente approvati dalla D.L. al fine del nulla osta alla loro fornitura e utilizzo nonché del loro deposito strutturale ai sensi della Legge 1086/71 e del D.P.R. 380/2001.

4.2 Acciaio

L'acciaio da cemento armato ordinario comprende:

- **barre d'acciaio tipo B450C** ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 50 \text{ mm}$), rotoli ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$);
- prodotti raddrizzati ottenuti da rotoli ammessi senza limitazioni con diametri $\leq 16\text{mm}$;
- **reti elettrosaldate tipo B450C**;
- tralicci elettrosaldati.

Le strutture in carpenteria metallica con funzione strutturale, quali passerelle, grigliati e profili metallici di supporto, saranno realizzate in acciaio da carpenteria di **classe minima S275** o equivalente; le strutture in carpenteria metallica per parapetti, grigliati e

recinzioni potranno essere realizzate in acciaio classe S235. Profilati, tubolari e lamiere dovranno essere prodotti secondo la norma UNI EN 10025, UNI EN 10210, UNI EN 10219 o norme equivalenti (per le caratteristiche meccaniche fare riferimento agli Elaborati grafici di progetto) con riferimento a quanto previsto dalle NTC-2018 e secondo i parametri di progetto. I manufatti e gli elementi in carpenteria metallica dovranno essere preventivamente sottoposti ad apposita **zincatura a caldo** secondo norma UNI EN ISO 1461 e la norma UNI EN 1090 o equivalenti. **Bulloneria, saldature e giunzioni in genere** dovranno essere eseguite secondo norma UNI 5737, UNI 6592, UNI EN 14399, UNI EN 15048, UNI EN ISO 898, UNI EN ISO 4016 e UNI EN ISO 3834. Le bullonature dovranno essere di classe di resistenza minima 8.8 e dotate di marcatura CE.

I **tubolari metallici per la realizzazione dei micropali di fondazione e per le palancole provvisorie**, dovranno essere in acciaio da carpenteria **classe S355** (FE510), prodotti secondo le norme UNI EN 10025, UNI EN 10210, UNI EN 10219 o norme equivalenti, recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1 del D.M. 17.01.2018.

Ognuno dei prodotti suddetti dovrà rispondere alle caratteristiche richieste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17.01.2018, che specifica le caratteristiche tecniche che devono essere verificate, i metodi di prova, le condizioni di prova e il sistema per l'attestazione di conformità per gli acciai destinati alle costruzioni in cemento armato che ricadono sotto la Direttiva Prodotti CPD (89/106/EC).

L'acciaio dovrà essere qualificato all'origine, deve portare impresso, ove prescritto dalle suddette norme, il marchio indelebile che lo renda costantemente riconoscibile e riconducibile inequivocabilmente allo stabilimento di produzione.

Per quanto riguarda l'esecuzione di eventuali **ancoraggi** di barre ad aderenza migliorata a supporto in calcestruzzo per l'esecuzione di connessioni e/o riprese di getto, prima dell'ordine dell'ancorante chimico e dei tasselli, l'esecutore dovrà preventivamente sottoporre alla D.L., per approvazione, le relative schede tecniche e la certificazione ETA del sistema di iniezione ed ancoraggio individuato.

4.2.1 Proprietà meccaniche

Le proprietà meccaniche devono essere in accordo con quanto specificato in EN 10080 e nelle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018.

Proprietà	Valore caratteristico
f_y (N/mm ²)	$\geq 450 \alpha$
f_t (N/mm ²)	$\geq 540 \alpha$
f_t/f_y	$\geq 1,15 \quad \beta \leq 1,35 \beta$
Agt (%)	$\geq 7,5 \beta$
$f_y/f_{y,nom}$	$\leq 1,25 \beta$
α	valore caratteristico con $p = 0,95$
β	valore caratteristico con $p = 0,90$

Tabella 3 – Proprietà meccaniche secondo il D.M. 17/01/2018.

In aggiunta a quanto sopra riportato si possono richiedere le seguenti caratteristiche aggiuntive Tipo SISMIC:

Proprietà	Valore caratteristico
Resistenza a fatica assiale	2 milioni di cicli
Resistenza a fatica oligociclica	3 cicli/sec con deformazione 1,5÷4%
Idoneità al raddrizzamento dopo piega	Integrità
Controllo radiometrico	superato, ai sensi del D.Lgs. 230/1995 e del D.Lgs. 241/2000

Tabella 4 – Proprietà aggiuntive.

4.2.2 Controlli sull'acciaio per c.a.

In cantiere è ammessa esclusivamente la fornitura e l'impiego di acciai saldabili e ad aderenza migliorata, qualificati secondo le procedure indicate nel D.M. 17.01.2018 al punto 11.3.1.6 e controllati con le modalità riportate nei punti 11.3.2.11 e 11.3.2.12 del citato decreto. Tutte le forniture di acciaio devono essere accompagnate da copia dell'attestato di qualificazione rilasciato dal Consiglio Superiore dei LL.PP. - Servizio Tecnico Centrale.

Le forniture effettuate da un commerciante o da un trasformatore intermedio dovranno essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante o trasformatore intermedio. In quest'ultimo caso per gli elementi presaldati, presagomati o preassemblati in aggiunta agli attestati di qualificazione dovranno essere consegnati i certificati delle prove fatte eseguire dal Direttore del Centro di Trasformazione. Tutti i prodotti forniti in cantiere dopo l'intervento di un trasformatore intermedio devono essere dotati di una specifica marcatura che identifichi in modo inequivocabile il centro di trasformazione stesso, in aggiunta alla marcatura del prodotto di origine.

La Direzione Lavori prima della messa in opera potrà verificare quanto sopra indicato; in particolare dovrà provvedere a verificare la rispondenza tra la marcatura riportata sull'acciaio con quella riportata sui certificati consegnati. La mancata marcatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile e, pertanto, le forniture dovranno essere rifiutate.

Il Direttore dei Lavori eseguirà i controlli di accettazione sull'acciaio consegnato in cantiere, in conformità con le indicazioni contenute nel D.M. 17.01.2018 al punto 11.3.2.12.

Il campionamento ed il controllo di accettazione dovrà, di norma, essere effettuato entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale.

All'interno di ciascuna fornitura consegnata e per ogni diametro delle barre in essa contenuta, si dovrà procedere al campionamento di tre spezzoni di acciaio di lunghezza complessiva pari a 100 cm ciascuno, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi agli altri diametri della partita.

Non saranno accettati quei fasci di acciaio contenenti barre di differente marcatura.

Il prelievo dei campioni in cantiere e la consegna al Laboratorio Ufficiale incaricato dei controlli verrà effettuato dal Direttore dei Lavori o di un tecnico da lui delegato; la consegna delle barre di acciaio campionate, identificate mediante sigle o etichettature indelebili, dovrà essere accompagnata da una richiesta di prove sottoscritta dal Direttore dei Lavori.

La domanda di prove al Laboratorio Ufficiale dovrà essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e dovrà inoltre contenere precise indicazioni sulla tipologia di opera da realizzare.

Il controllo del materiale, eseguito in conformità alle prescrizioni del punto 11.3.2.12 di cui al precedente Decreto, riguarderà le proprietà meccaniche di resistenza e di allungamento.

Caratteristica	Valore Limite	Note
<i>f_y minimo</i>	425 N/mm ²	<i>(450 – 25) N/mm²</i>
<i>f_y massimo</i>	572 N/mm ²	<i>[450x(1.25+0.02)] N/mm²</i>
<i>Agt minimo</i>	≥ 6.0%	<i>Per acciai laminati a caldo</i>
<i>Rottura/snervamento</i>	1.13 < f _t /f _y < 1.37	<i>Per acciai laminati a caldo</i>
<i>Piegamento/raddrizzamento</i>	assenza di cricche	<i>Per tutti</i>

Tabella 5 – Valori limite per prove acciaio.

Qualora la determinazione del valore di una quantità fissata in termini di valore caratteristico crei una controversia, il valore dovrà essere verificato prelevando e provando tre provini da prodotti diversi nel lotto consegnato.

Se un risultato è minore del valore caratteristico prescritto, sia il provino che il metodo di prova devono essere esaminati attentamente. Se nel provino è presente un difetto o si ha ragione di credere che si sia verificato un errore durante la prova, il risultato della prova stessa deve essere ignorato. In questo caso occorrerà prelevare un ulteriore (singolo) provino.

Se i tre risultati validi della prova sono maggiori o uguali del prescritto valore caratteristico, il lotto consegnato deve essere considerato conforme.

Se i criteri sopra riportati non sono soddisfatti, dieci ulteriori provini devono essere prelevati da prodotti diversi del lotto in presenza del produttore o suo rappresentante che potrà anche assistere all'esecuzione delle prove presso un laboratorio di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001.

Il lotto deve essere considerato conforme se la media dei risultati sui 10 ulteriori provini è maggiore del valore caratteristico e i singoli valori sono compresi tra il valore minimo e il valore massimo secondo quanto sopra riportato. In caso contrario il lotto deve essere respinto. Se all'interno della fornitura sono contenute anche reti elettrosaldate, il controllo di accettazione dovrà essere esteso anche a questi elementi. In particolare, a partire da tre differenti reti elettrosaldate verranno prelevati 3 campioni di dimensioni 100 x 100 cm.

Il controllo di accettazione riguarderà la prova di trazione su uno spezzone di filo comprendente almeno un nodo saldato, per la determinazione della tensione di rottura, della tensione di snervamento e dell'allungamento; inoltre, dovrà essere effettuata la prova di resistenza al distacco offerta dalla saldatura del nodo.

I controlli in cantiere sono facoltativi quando il prodotto utilizzato proviene da un Centro di trasformazione o luogo di lavorazione delle barre, nel quale sono stati effettuati tutti i controlli descritti in precedenza. In quest'ultimo caso, la spedizione del materiale deve essere accompagnata dalla certificazione attestante l'esecuzione delle prove di cui sopra.

Resta nella discrezionalità del Direttore dei Lavori effettuare tutti gli eventuali ulteriori controlli ritenuti opportuni (es. indice di aderenza, saldabilità).

Alla consegna in cantiere, l'Impresa appaltatrice avrà cura di depositare l'acciaio in luoghi protetti dagli agenti atmosferici.

4.3 Muratura portante

4.3.1 Caratteristiche tecniche e prestazionali

Gli elementi in muratura portante in progetto dovranno essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771 e, secondo quanto specificato al punto A del *paragrafo 11.1 del D.M. 17.01.2018*, recare marcatura CE, secondo adeguato sistema di attestazione della conformità e con appartenenza almeno alla categoria II.

Ai fini dell'esecuzione dei presenti lavori potranno, quindi, essere impiegati solamente elementi resistenti in muratura portante, con percentuale di foratura $\phi \leq 45\%$ (elementi semipieni) conformi a quanto previsto dal *paragrafo 4.5.2.2. del D.M. 17.01.2018*.

La malta di nuovo apporto dovrà avere classe di resistenza M10 (10 N/mm²), ai sensi della norma UNI EE 1015-11:2007 e secondo quanto previsto dal *paragrafo 11.10.2.1 del D.M. 17.01.2018*, mentre la muratura in opera dovrà avere le seguenti caratteristiche tecniche minime di resistenza:

- **resistenza caratteristica a compressione del blocco minima in direzione dei carichi verticali: 10,0 N/mm²;**
- **resistenza caratteristica a compressione del blocco minima in direzione ortogonale ai carichi verticali: 3,0 N/mm².**

La malta per l'esecuzione della muratura portante dovrà, inoltre, garantire prestazioni adeguate al suo impiego in termini di durabilità e di prestazioni meccaniche e dovrà essere conforme alla norma armonizzata UNI EN 998-2 e, secondo quanto specificato al punto A del *paragrafo 11.1 del D.M. 17.01.2018*, recare la marcatura CE, secondo adeguato sistema di attestazione della conformità (malta per usi strutturali).

Per la muratura in progetto, con funzione portante, è stato previsto, conformemente ai requisiti geometrici di cui al *paragrafo 7.8.1.4 delle N.T.C.-2018*, uno **spessore di 30 cm**.

4.3.2 Prove di accettazione

Oltre a quanto previsto al punto A del *paragrafo 11.1 del D.M. 17.01.2018*, il Direttore dei Lavori potrà far eseguire ulteriori prove di accettazione sugli elementi per muratura portante pervenuti in cantiere e sui collegamenti, secondo le metodologie di prova indicate nelle citate norme armonizzate e con lo scopo di accertare se gli elementi da mettere in opera abbiano le caratteristiche dichiarate dal produttore.

Le prove di accettazione di cui al presente paragrafo, ove attuate, dovranno essere eseguite e certificate presso un laboratorio di cui all'art. 59 del D.P.R. 380/2001, secondo le modalità di prova riportate nella UNI EN 772-1:2002. Il controllo di accettazione in cantiere sarà effettuato su almeno tre campioni costituiti ognuno da tre elementi da sottoporre a prova di compressione, secondo quanto prescritto al *punto 11.10.1.1* del D.M. 17.01.2018.

PER LE ULTERIORI PRESCRIZIONI TECNICHE RELATIVE AI MATERIALI PER USO STRUTTURALE SI RIMANDA, INOLTRE, A QUANTO DETTAGLIATAMENTE PREVISTO DAL CAPITOLO 11 DEL D.M. 17.01.2018 (N.T.C.-2018) CHE QUI SI INTENDE RICHIAMATO E RECEPITO NELLA SUA TOTALITÀ.

5. Caratterizzazione geotecnica del sito oggetto dei lavori

5.1 Stima dei parametri geotecnici del terreno

Il presente paragrafo riporta la modellazione geotecnica con la stima dei parametri geomeccanici che caratterizzano il terreno interessato dalle fondazioni delle costruzioni in progetto in conformità a quanto previsto dal *paragrafo 6.2.2. delle N.T.C.-2018*.

Le caratteristiche geotecniche e stratigrafiche del terreno interessato dai lavori sono state, in particolare, desunte in base:

- 1) ai contenuti di inquadramento geomorfologico e idrogeologico e alla caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica desunti dalla *Relazione geologica* pertinente ai lavori di “*Ristrutturazione della rete irrigua dipendente dal complesso Dittaino – Ogliastro per l’eliminazione delle perdite ed il recupero di risorsa idrica*” redatto in data aprile 2010 a cura di VAMS Ingegneria S.r.l. (voto Provveditorato OO.PP. n. 0591/2010) e riguardante, in particolare, gli interventi di ristrutturazione delle aree irrigue all’incile dell’adduttore principale (tratto di monte) con riferimento ai comizi da 1 a 4 e delle prima parte della condotta secondaria 5, a servizio dei comizi da 5.A a 5.H, in prossimità del Fiume Cornalunga;
- 2) a considerazioni pratiche circa lo stato dei luoghi e da esperienze dirette effettuate in cantieri ed interventi limitrofi, tra i quali quello di cui al punto precedente;
- 3) alla documentazione geologico – tecnica reperibile dagli strumenti Urbanistici locali: *P.R.G.C. di Mineo* in particolare;
- 4) alla *Relazione geologica* allegata al presente progetto;
- 5) alle risultanze della campagna di indagini geotecniche e sismiche integrative specificatamente condotte in corrispondenza dell’area di intervento nel mese di maggio 2017 (*Rapporto indagini geotecniche in situ, analisi e prove di laboratorio*).

Si riporta, quindi, un estratto della documentazione geotecnica e litostratigrafica disponibile di cui ai punti 1) e 5) rimandando, inoltre, direttamente alla documentazione geologico-tecnica di P.R.G.C. e ai risultati delle indagini geotecniche e sismiche integrative di maggio 2017 contenuti nel “*Rapporto indagini geotecniche in situ, analisi e prove di laboratorio*”, allegato al progetto e complementare alla presente relazione.

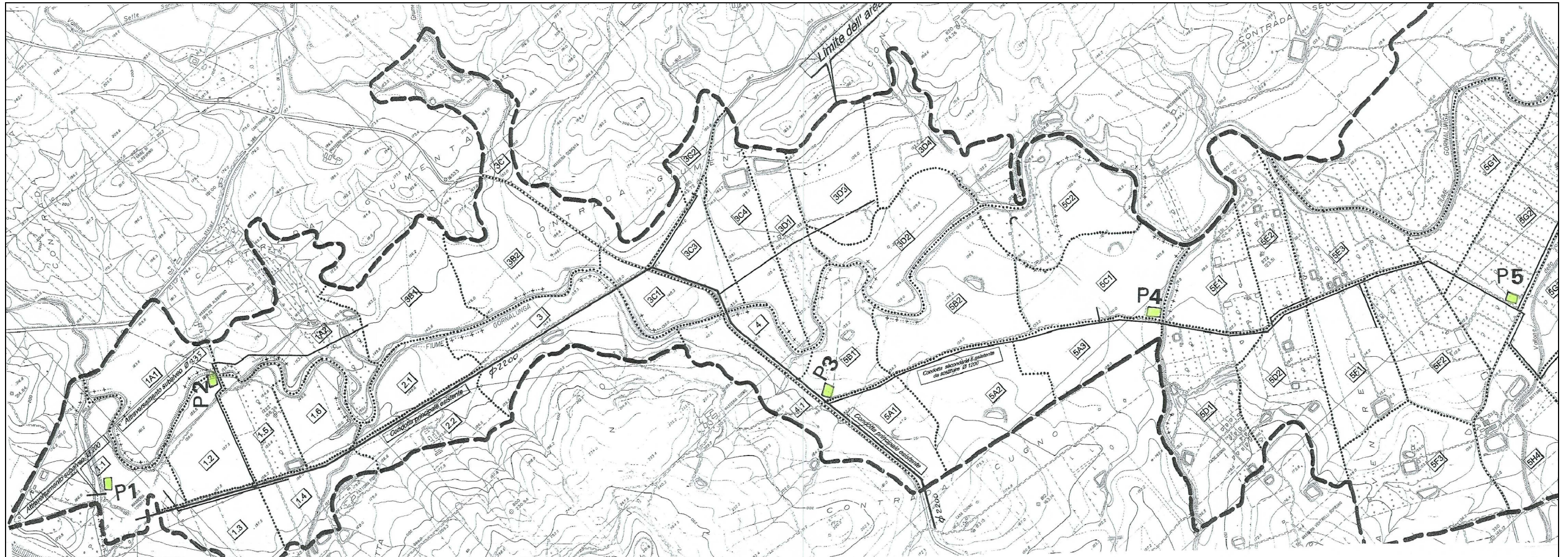
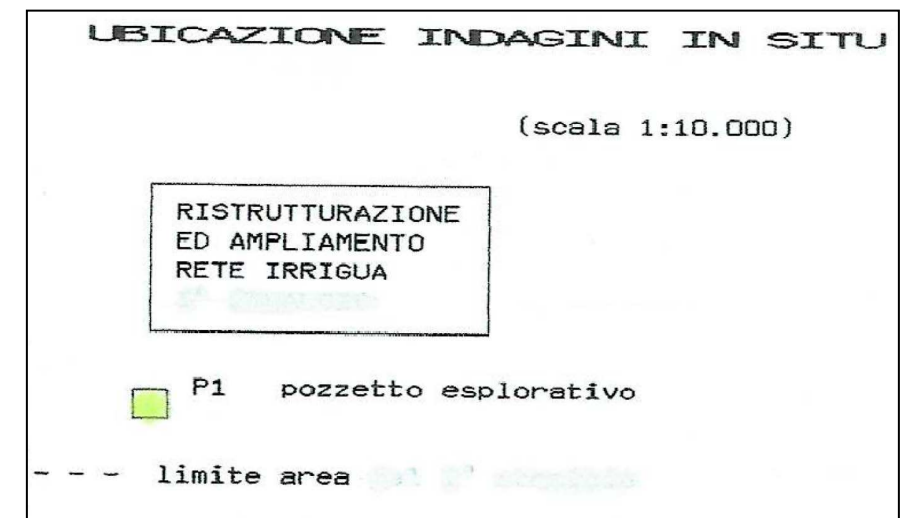


Figura 1 – Planimetria intervento realizzato nel tratto di monte con ubicazione delle indagini geotecniche svolte.



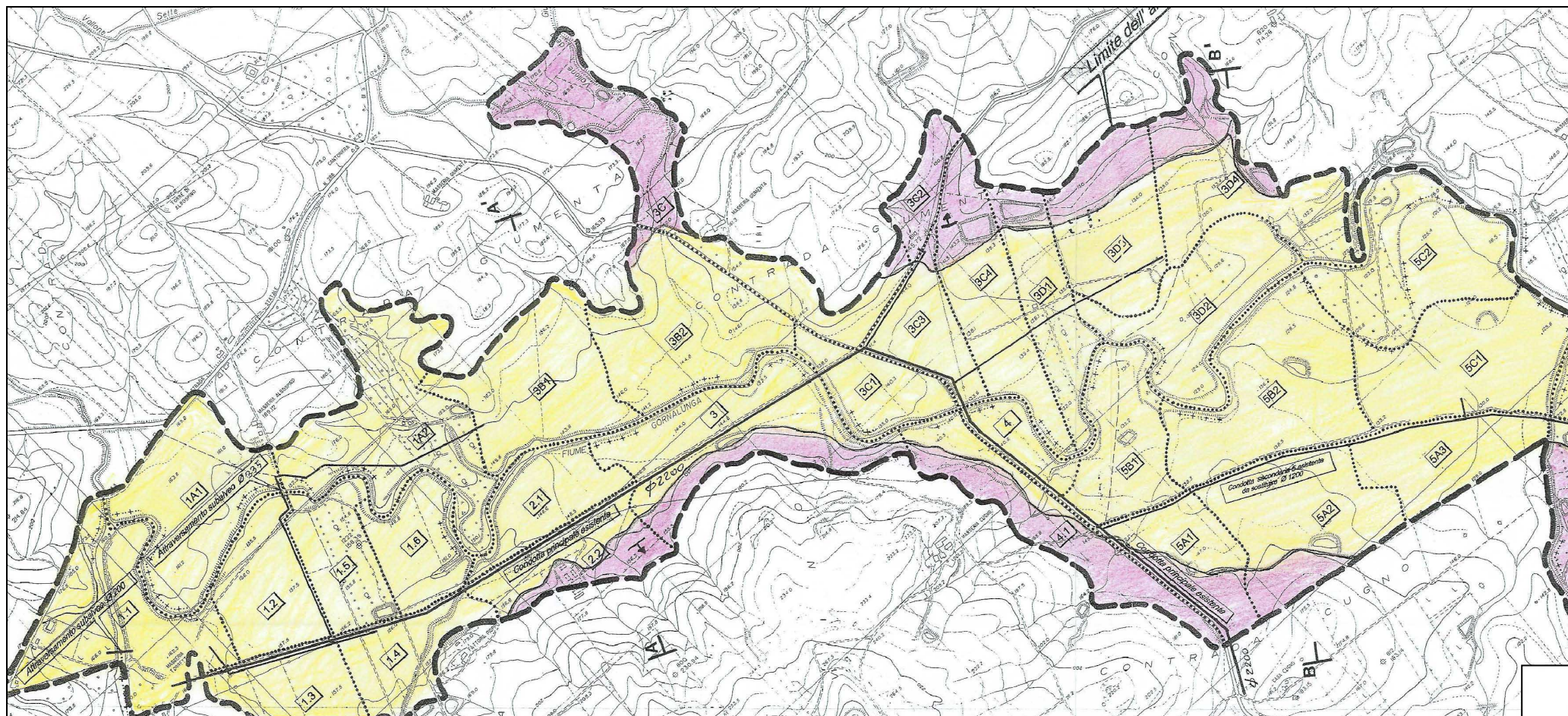


Figura 2 – Planimetria intervento realizzato nel tratto di monte con individuazione degli orizzonti litostratigrafici.

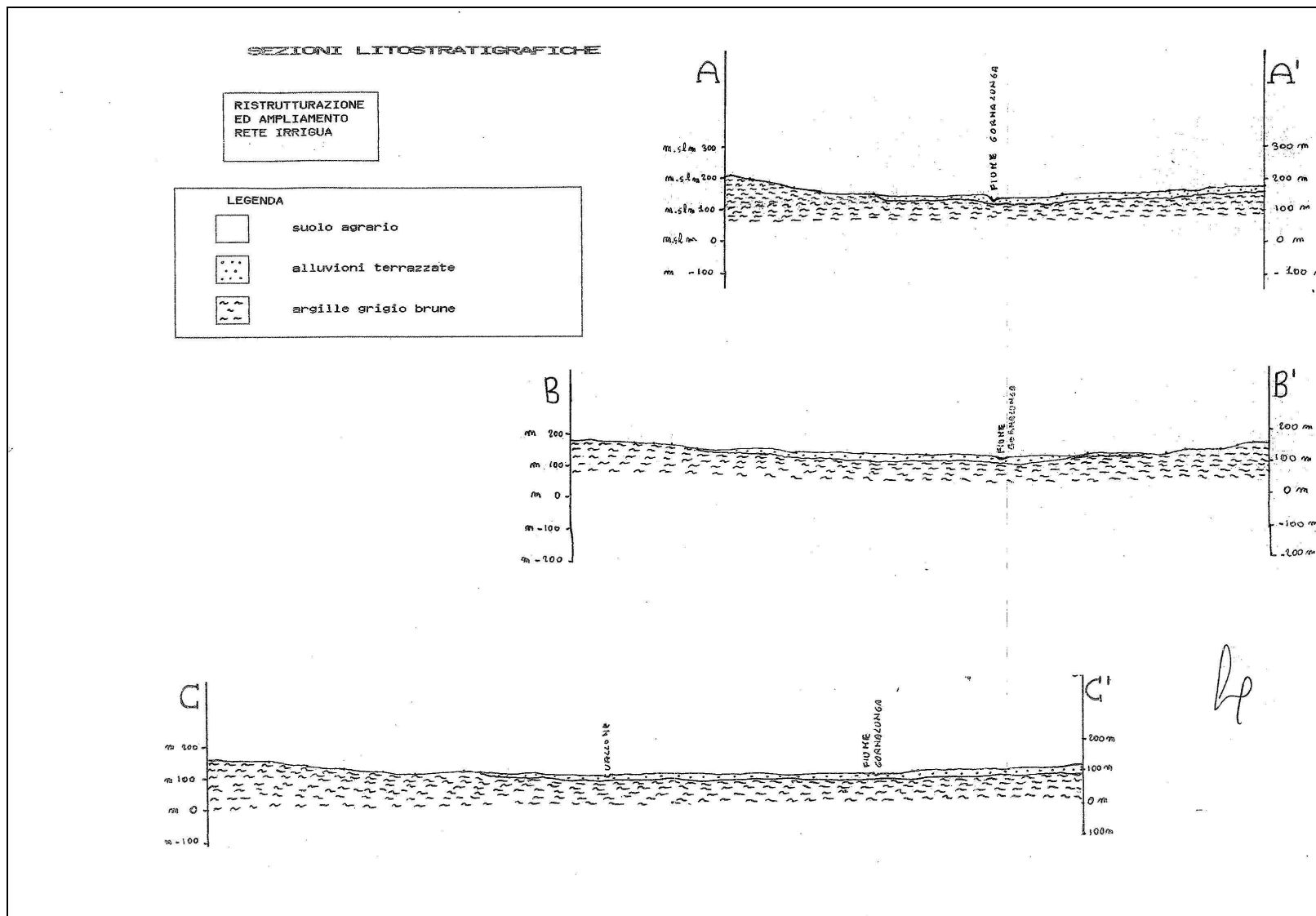
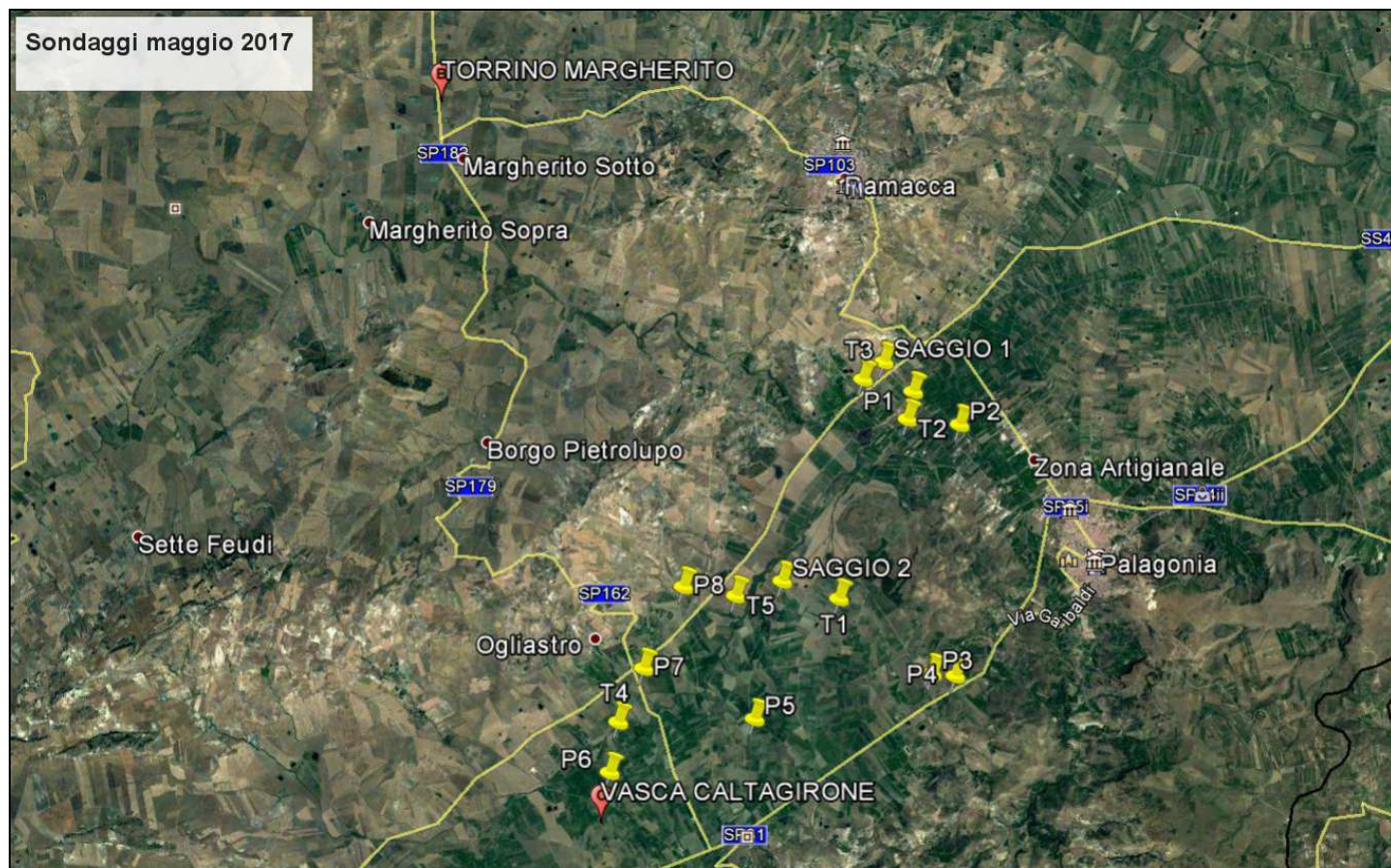


Figura 3 – Sezioni litostratigrafiche intervento in corrispondenza del tratto di monte della condotta di adduzione (comizi da 1 a 4).

Nel seguito si riportano, inoltre, la planimetria su base satellitare con l'ubicazione dei sondaggi e le tabelle riepilogative e di sintesi dei risultati ottenuti nell'ambito delle prove penetrometriche svolte nella campagna di indagini di maggio 2017, opportunamente suddivise per unità geotecniche omogenee in funzione sia della profondità di prova che della litologia dei terreni interessati. I valori sono stati, quindi, opportunamente sottoposti ad analisi statistica al fine di determinare, con un ragionevole margine di sicurezza, i **valori caratteristici assunti (VCA)** per i principali parametri geotecnici di progetto:



CB7 - CALTAGIRONE - RIEPILOGO SONDAGGI GEOTECNICI MAGGIO 2017

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE - UNITA' GEOTECNICA II

Sondaggio	Prova	Profondità max [m]	Intervallo valore [m]	Peso di volume		Resistenza		Densità rel. DR [%]	Modulo el. E [Mpa]	Descrizione
				Saturo [kN/mc]	Secco [kN/mc]	cu [kPa]	ϕ [°]			
P1	DIN 1	3.7	1.60-3.40	19.2		75.0	20.0			Argille limo-sabbiose
P2	DIN 2	4.2	1.40-3.60	19.2		75.0	20.0			Argille limo-sabbiose
P5	DIN 5	4.8	0.60-2.20	18.3		31.0	17.0			Limi sabbiosi
P6	DIN 6	3.4	0.50-3.10	19.0		63.0	18.0			Limi sabbiosi
P7	DIN 7	2.7	0.30-2.60	18.9		56.0	18.0			Limi sabbiosi
P7	DIN 7	2.7	2.60-2.70	23.3		56.0	22.0			Argille sabbiose con ghiaia
Valori medi				19.7		59.3	19.2			Argille limo-sabbiose

Elaborazione statistica dei dati omogenei

Parametro	M	min	max	1/2(M+min)	s	M-s	M+s	VCA
ϕ	19.2	17.0	22.0	18.1	1.83	17.3	21.0	20
Cu	59.3	31.0	75.0	45.2	16.31	43.0	75.6	50

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE - UNITA' GEOTECNICA III

Sondaggio	Prova	Profondità max [m]	Intervallo valore [m]	Peso di volume		Resistenza		Densità rel. DR [%]	Modulo el. E [Mpa]	Descrizione
				Saturo [kN/mc]	Secco [kN/mc]	c [kPa]	ϕ [°]			
P1	DIN 1	3.7	3.40-3.70	21.0	17.7	0.0	32.0	76	50	Ghiaie e sabbie addensate
P2	DIN 2	4.2	3.60-4.20	20.5	16.8	0.0	32.0	64	42	Ghiaie e sabbie addensate
P3	DIN 3	2.3	2.20-2.30	21.3	18.2	0.0	32.0	81	55	Ghiaie e sabbie addensate
P4	DIN 4	1.8	1.50-1.80	20.1	16.2	0.0	32.0	55	37	Ghiaie e sabbie addensate
Valori medi				20.7	17.2	0.0	32.0	69.0	46.0	Ghiaie e sabbie addensate

Elaborazione statistica dei dati omogenei

Parametro	M	min	max	1/2(M+min)	s	M-s	M+s	VCA
ϕ	32.0	32.0	32.0	32.0	0.00	32.0	32.0	30
DR	69.0	55.0	81.0	62.0	10.17	58.8	79.2	60
E	46.0	37.0	55.0	41.5	6.96	39.0	53.0	40

Tabella 6 – Sintesi dei parametri geotecnici correlati ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT).

Con riferimento alla documentazione geolitologica, stratigrafica suddetta e agli esiti delle indagini geotecniche svolte in corrispondenza dell'area di intervento, il terreno in sito risulta, quindi, generalmente costituito da una coltre di alterazione superficiale (terreno di copertura) di matrice agraria (coltivo) e/o di riporto, con spessore variabile da circa 0,4 m a 0,6 m, cui seguono argille limo-sabbiose e, quindi, depositi eterometrici sciolti e ciottoli, ghiaia in matrice prevalentemente sabbioso-ghiaiosa mediamente addensata, talvolta alternati a strati limo-sabbiosi e/o argillosi mediamente addensati, costituenti le alluvioni terrazzate di più recente formazione e, infine, uno strato mediamente più profondo costituito da argille grigio-brune o giallo-azzurre, di tipo siltoso marnose, con contenuto di limo e sabbie variabile, riferibile all'età Pleistocenica.

Il **quadro litostratigrafico** è, pertanto, riconducibile al seguente modello geotecnico:

- **Unità geotecnica I:** dal piano campagna a profondità variabili da 0,0 m a 0,5 m circa: strato di terreno a prevalentemente frazione agraria, destinata generalmente a coltivo o terreno di copertura, oggetto di asportazione e bonifica da eseguirsi preliminarmente all'esecuzione delle fondazioni delle costruzioni in progetto.
- **Unità geotecnica II:** da 0,5 m circa a 2,5 ÷ 3,0 m: strato di terreno costituito da matrice argillosa e limo-sabbiosa, costituente la porzione più superficiale delle alluvioni medio-recenti, avente caratteristiche geotecniche mediamente scadenti o mediocri e comportamento prevalentemente di tipo coesivo;
- **Unità geotecnica III:** a partire da circa 3,0 m sino ad almeno 6,0÷7,0 m di profondità da p.c.: strato di terreno costituente le alluvioni terrazzate di origine medio-recente a matrice prevalentemente sabbiosa-ghiaiosa addensata, alternata a strati limo-sabbiosi, caratterizzati, nel complesso, da discrete caratteristiche geotecniche;
- **Unità geotecnica IV:** strato più profondo, non direttamente interessato dalle fondazioni in progetto, costituito da argille grigio-brune o giallo-azzurre, di tipo siltoso marnose, con contenuto di limo e sabbie/ghiaie variabile, riferibili all'età Pleistocenica ed aventi proprietà geotecniche generalmente da mediocri a discrete.

In riferimento, quindi, alla documentazione litostratigrafica e geotecnica sopra riportata e richiamata il terreno potenzialmente interessato dalle fondazioni delle opere in progetto può essere con buona approssimazione caratterizzato secondo i seguenti parametri geotecnici caratteristici di riferimento:

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO UNITÀ GEOTECNICA II – ARGILLE LIMO-SABBIOSE	
Peso di volume medio del terreno (γ)	$\gamma \cong 19,0 \text{ kN/m}^3$
Coesione non drenata	$c_u \cong 50 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza caratteristica al taglio	$\phi'_k \cong 20^\circ$
Permeabilità media	$k \cong 10^{-5} \text{ cm/s}$

Tabella 7 – Parametri geotecnici di riferimento unità geotecnica II.

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO UNITÀ GEOTECNICA III – ALLUVIONI: GHIAIE E SABBIE ADDENSATE	
Peso di volume secco del terreno (γ_{dry})	$\gamma_{\text{dry}} \cong 17,2 \text{ kN/m}^3$
Peso di volume del terreno saturo (γ_{sat})	$\gamma_{\text{sat}} \cong 20,7 \text{ kN/m}^3$
Peso di volume medio del terreno (γ)	$\gamma_{\text{sat}} \cong 19,0 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace (drenata)	$c'_k \cong 0 \div 10 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza caratteristica al taglio	$\phi'_k \cong 30^\circ$
Densità relativa	$DR \cong 60\%$
Modulo elastico	$E \cong 40 \text{ MPa}$
Permeabilità media	$k \cong 10^{-3} \div 10^{-4} \text{ cm/s}$

Tabella 8 – Parametri geotecnici di riferimento unità geotecnica III.

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO UNITÀ GEOTECNICA IV – ARGILLE MARNOSE PLEISTOCENICHE	
Peso di volume medio del terreno saturo (γ)	$\gamma \cong 20,0 \div 21,0 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace (drenata – tensioni efficaci)	$c_u \cong 50 \div 100 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza caratteristica al taglio	$\phi'_k \cong 20 \div 25^\circ$

Tabella 9 – Parametri geotecnici di riferimento unità geotecnica IV.

Si evidenzia che le fondazioni delle opere in progetto interesseranno sostanzialmente le unità geotecniche II e III.

I parametri di resistenza e di deformabilità del terreno sono stati riportati secondo un intervallo di variazione compreso tra un limite minimo ed un limite massimo, opportunamente arrotondati, i quali tengono in considerazione sia delle tolleranze intrinseche della modellazione che di possibili variazioni locali in funzione della singola zona oggetto di scavo e delle relative condizioni al contorno ed operative di cantiere.

Si evidenzia, inoltre, che i valori riportati nelle tabelle suddette sono da intendersi

come valori caratteristici X_k delle proprietà del terreno. Tali valori, desunti in modo da rappresentare una appropriata stima del valore che influisce sul verificarsi dello stato limite preso in esame verranno, quindi, opportunamente ridotti nelle verifiche geotecniche a mezzo dell'applicazione di coefficienti parziali di sicurezza γ_M , previsti dal capitolo 6 delle N.T.C.-2018, in modo tale da ottenere i parametri geotecnici di progetto X_d .

Dall'esame delle soggiacenze freatiche nei pozzi esistenti e da quanto emerge dalle indagini geotecniche svolte si può constatare la presenza di una **falda libera** relativamente superficiale, delimitata inferiormente dagli strati argillosi impermeabili e con profondità dal p.c. variabili da 5,0 m a 10,0 m circa, la quale presenta una direzione di flusso prevalente coincidente con quella delle acque superficiali dei fiumi Margi e Cornalunga, ovvero in direzione nord-est. Durante l'esecuzione delle prove SPT nel mese di maggio 2017, spinte sino a circa 4 ÷ 5 m da p.c., non è stata rilevata la presenza di falda.

5.2 Categoria stratigrafica del sottosuolo e condizioni topografiche

La “risposta sismica locale” è l'azione sismica quale emerge in “superficie” a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido, le quali corrispondono a:

- effetti stratigrafici, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- effetti topografici, legati alla configurazione topografica del piano campagna. La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all'interazione tra il campo d'onda incidente e quello diffratto; i fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende, quindi, necessario valutare l'influenza del **profilo stratigrafico**, individuando la categoria di sottosuolo di riferimento, di cui al *paragrafo 3.2.2 delle N.T.C.-2018*. Ciò si consegue determinando il valore della velocità media equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità al di sotto del piano di fondazione della struttura, per contemplare le

potenziali amplificazioni dell'onda sismica dovute alla presenza di condizioni sismostratigrafiche discostantisi dal riferimento rigido.

Con riferimento, quindi, al caso specifico, alla documentazione geologico-tecnica e ai sondaggi geotecnici e sismici HVSR eseguiti al terreno di fondazione del sito è stata cautelativamente attribuita, al fine di tenere in conto anche di possibili effetti di amplificazione sismica locale, una **categoria stratigrafica del sottosuolo ai fini sismici di tipo “C”**.

La suddetta categoria è caratterizzata da: *“depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”*. A tale categoria, in riferimento alla tabella 3.2.IV delle N.T.C.-2018, è stato associato un coefficiente di amplificazione stratigrafico $S_S = 1,5$.

Nei riguardi, invece, delle eventuali **amplificazioni topografiche**, il sito è classificabile in **categoria “T1”** – *“Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”*, come definito nelle N.T.C.-2018, §3.2.2, tab. 3.2.III. A tale categoria, in riferimento alla tabella 3.2.V delle N.T.C.-2018, è stato associato un coefficiente di amplificazione topografico $S_T = 1,0$.

Si evidenzia, infine, che le accelerazioni orizzontali massime attese al sito in esame sono superiori al limite di 0,1g individuato dalle N.T.C.-2018 al paragrafo 7.11.3.4.2, oltre il quale è richiesto di ottemperare alla valutazione del **rischio di liquefazione**. Non risultando, peraltro, pienamente soddisfatte anche le ulteriori condizioni di esclusione previste dal § 7.11.3.4.2 delle N.T.C. la presente progettazione geotecnico-strutturale comprende, quindi, l'opportuna valutazione del coefficiente di sicurezza alla suscettibilità a liquefazione, ovvero del **potenziale di liquefazione**, relativamente ai terreni interessati dalle fondazioni delle costruzioni in progetto.

5.3 Pericolosità sismica di progetto

Con la D.G.R. n. 408/2003 e s.m.i. la Regione Sicilia ha recepito la classificazione sismica introdotta dall'O.P.C.M. 3274/2003 e ss.mm.ii.. Le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 e s.m.i. e la relativa Circolare n. 617/2009 e s.m.i. hanno, quindi, introdotto un nuovo criterio, *“sito-dipendente”*, per la valutazione delle azioni

sismiche attese al sito.

Data la sostanziale omogeneità sia della tipologia costruttiva delle opere che della pericolosità sismica del sito interessato dai lavori (zona sismica 2), nonché delle caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione, la determinazione dei parametri di riferimento dell'azione sismica è stata effettuata in relazione alle coordinate del Comune amministrativo prevalente in quanto alla realizzazione delle nuove opere strutturali e, come tale, di riferimento sismico, ovvero il Comune di Mineo.

Si riportano, quindi, nel seguito le mappe di pericolosità sismica, di classificazione sismica regionale vigente ai sensi della D.G.R. n. 408/2003 e s.m.i. e di zonazione simogenetica ZS9:

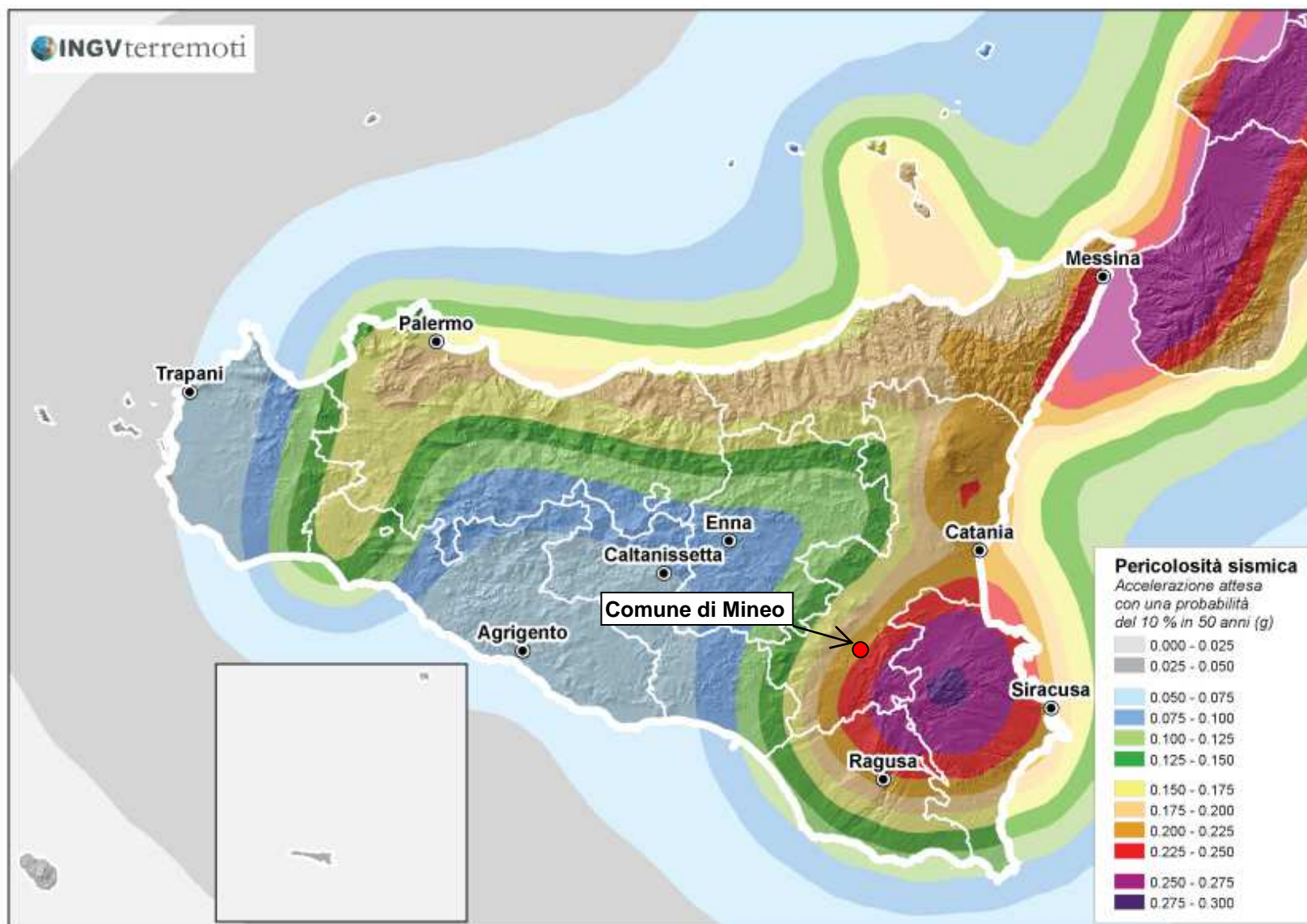


Figura 4 – Carta della pericolosità sismica Regione Sicilia.

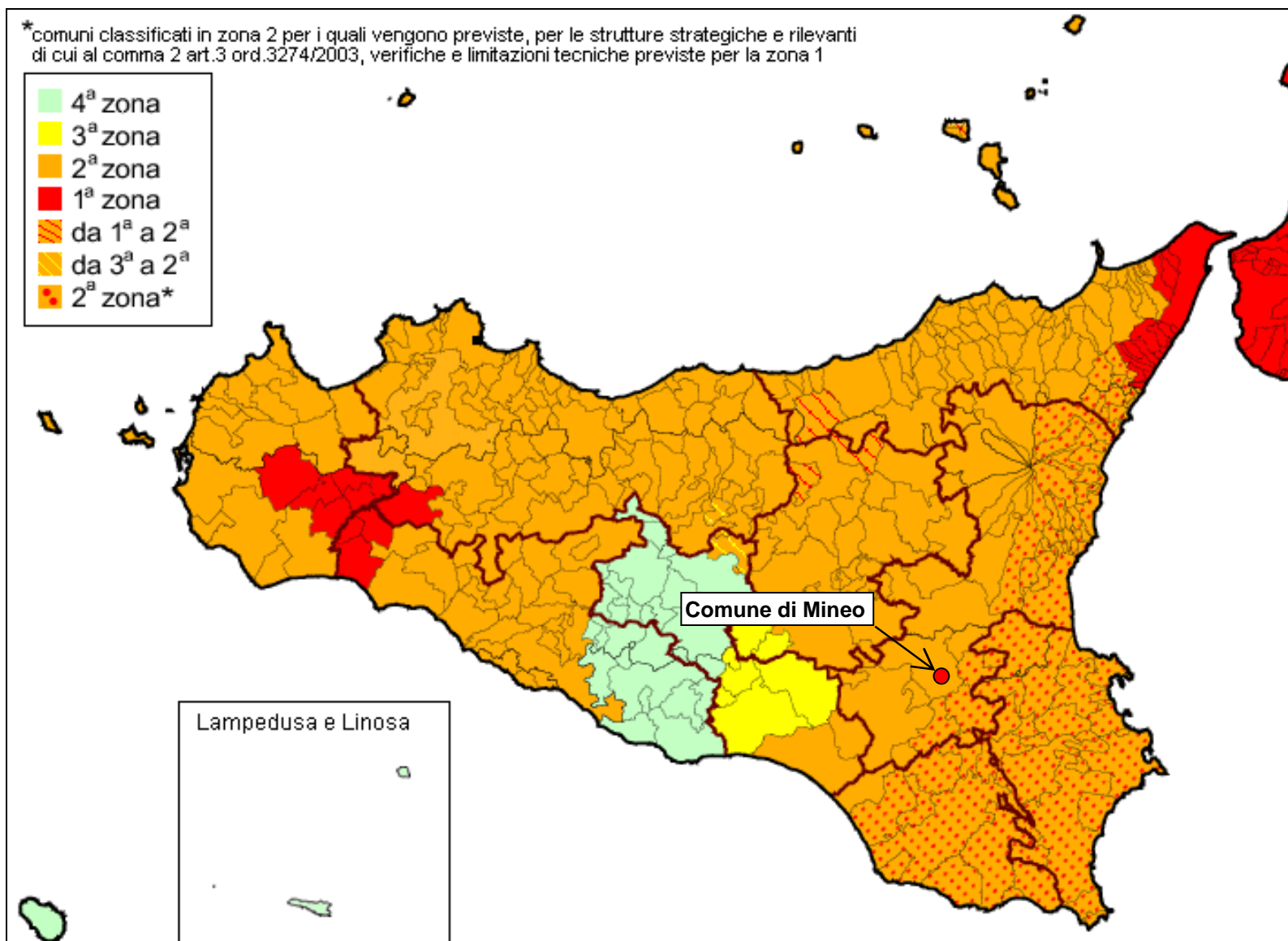


Figura 5 – Carta della classificazione sismica Regione Sicilia ai sensi della D.G.R. n. 408/2003.

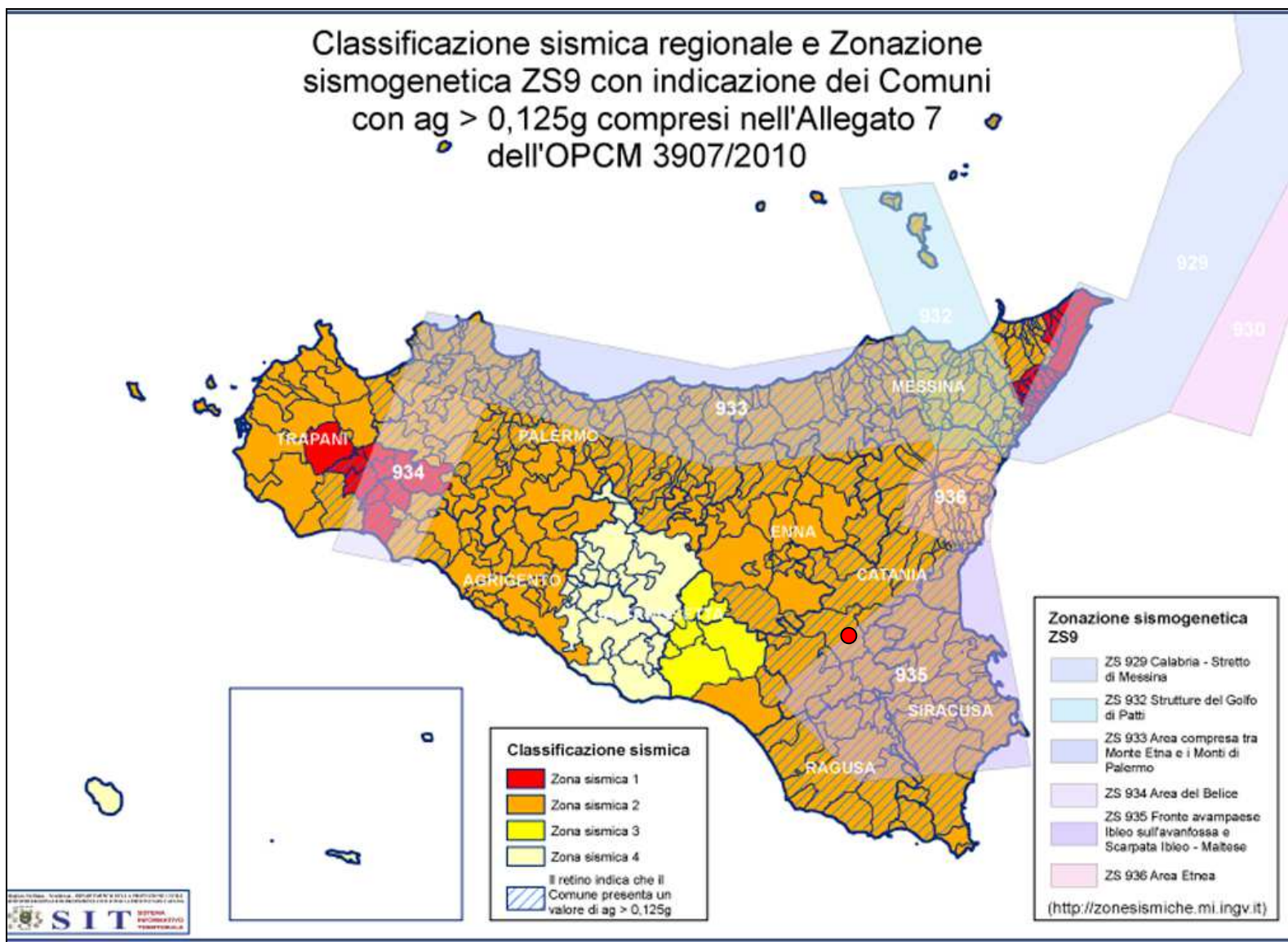


Figura 6 – Carta della classificazione sismica Regionale e zonazione simogenetica ZS9.

In relazione, dunque, alle prescrizioni di cui al *paragrafo 3.2* del Decreto Ministeriale 17.01.2018 e alle specificità litografiche, stratigrafiche e topografiche del sito desumibili dalla documentazione geologica disponibile e dai sondaggi integrativi svolti nel mese di maggio 2017, è stato possibile attribuire al sito di intervento i seguenti parametri dell'azione e della pericolosità sismica di progetto:

- sito di intervento e zona sismica: Comune di Mineo (CT) – zona 2
- coordinate del sito (ED50): Longitudine: 14.6909°; Latitudine: 37.2664°
- categoria del sottosuolo: C
- categoria topografica: T1
- amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$
- amplificazione topografica: $S_T = 1,0$

6. Parametri di progetto

6.1 *Livelli di sicurezza e prestazioni attese*

Le opere e le componenti strutturali sono state progettate in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione e la futura manutenzione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalla normativa vigente in materia di costruzioni (N.T.C.).

La sicurezza strutturale e le prestazioni attese delle opere sono state, pertanto, valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la loro vita nominale, ovvero al raggiungimento delle condizioni per cui le stesse non soddisfano più le esigenze per le quali sono state previste. Pertanto, le analisi di sicurezza strutturale sono state condotte sia nei confronti degli *Stati Limite Ultimi (SLU)*, verificando cioè la capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, mettendo fuori servizio la/e costruzione/i, sia nei riguardi degli *Stati Limite di Esercizio (SLE)*, accertando, quindi, la capacità delle strutture di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio e di servizio.

La durabilità, intesa come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita utile dell'opera, sarà garantita attraverso la scelta dei materiali di cui al *capitolo 3* e mediante

un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione future.

Con riferimento, quindi, a quanto disposto dai *capitoli 2 e 3 (tabelle 2.4.1, 2.4.2, 2.4.II e 3.2.I)* e al *paragrafo 7.1 del D.M. 17.01.2018*, ai fini della definizione dei livelli di sicurezza e delle prestazioni attese, alle costruzioni in progetto sono stati attribuiti i seguenti parametri:

- vita nominale: $V_N \geq 50$ anni (tipo 2)
- classe d'uso: classe II
- coefficiente d'uso della costruzione: $c_u = 1,0$
- periodo di riferimento azione sismica: $V_R = 50$
- stati limite da considerare nelle verifiche, in relazione all'azione sismica:
 - **SLO**: stato limite di esercizio di operatività, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari all'81%.
 - **SLD**: stato limite di esercizio di danno, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari all'63%.
 - **SLV**: stato limite ultimo di salvaguardia della vita, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari al 10% (per opere di fondazione e contro-terra).
 - **SLC**: stato limite ultimo di collasso, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari al 5% (solo per le opere fuori terra).

In riferimento al *paragrafo 7.2.1 delle N.T.C.* le costruzioni in progetto, soggette all'azione sismica, essendo sostanzialmente interrate, prive di specifici dispositivi dissipativi, saranno verificata in base ad un comportamento strutturale di tipo “non dissipativo”, in cui gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni saranno cautelativamente calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle possibili non linearità di comportamento dei materiali e della geometria dell'opera, attraverso un modello di comportamento sostanzialmente elastico.

6.2 Organizzazione strutturale

Come indicato al *Capitolo 1*, le opere in progetto faranno riferimento ad una tipologia costruttiva di semplice concezione strutturale, secondo tecniche realizzative consolidate e di comprovata validità. In particolare le costruzioni in esame saranno sostanzialmente caratterizzate da strutture interrate interamente realizzate in c.c.a. gettato in opera o aventi

forma e geometria regolare sia in pianta che in altezza, costituite da fondazioni continue (platee e/o travi rovesce) di tipo diretto mutuamente vincolate alle pareti in elevazione. Le porzioni fuori terra degli edifici principali avranno un costruttivo in muratura portante e c.c.a., a pareti singole o accoppiate, secondo i criteri progettuali previsti dalle N.T.C.-2018 ai fini dell'adeguato comportamento scatolare della costruzione e resistenza alle azioni di tipo sismico.

6.3 Valutazione delle azioni

Le azioni considerate ai fini dei dimensionamenti strutturali delle opere in progetto sono così riassumibili:

- 1) carichi permanenti dovuti al peso proprio dei materiali strutturali;
- 2) carichi permanenti portati, non strutturali;
- 3) azioni variabili (sovraccarichi) relativi alla destinazione d'uso delle opere e alle relative condizioni di esercizio;
- 4) spinta delle terre a tergo delle opere, valutata in condizioni sismiche;
- 5) azione del vento;
- 6) azione della neve;
- 7) azione sismica, secondo il grado di sismicità caratteristico del sito di costruzione: zona sismica 2 ai sensi O.P.C.M. n. 3274/2003 e ss.mm.ii..

Viene, quindi, nel seguito riportata una descrizione dettagliata delle suddette azioni:

1) Peso proprio dei materiali strutturali

Relativamente a questa azione si andranno semplicemente a considerare tutte le parti delle opere aventi funzione strutturale e portante.

Peso proprio elementi strutturali:

- strutture in c.c.a.: $\gamma_{cls} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.
- strutture in acciaio: $\gamma_{acciaio} = 78,5 \text{ kN/m}^3$.
- strutture in muratura semipiena di tipo portante: $\gamma_{mur} = 10,0 \text{ kN/m}^3$.

2) Carichi permanenti portati

Sono considerati carichi permanenti non strutturali o portati i carichi non rimovibili durante il normale esercizio delle costruzioni, quali quelli pertinenti a passerelle pedonali, organi di manovra e regolazione elettromeccanica (tubazioni, idrovalvole, giunti di smontaggio, filtro a

Y, pezzi speciali, ecc.), impianti vari, rivestimenti, ecc. Essi sono stati valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti, includendo l'acqua trasportata a piena sezione. In linea di massima i carichi permanenti portati potranno essere assunti, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti o, a seconda dei casi, come carichi concentrati puntualmente o sulle selle di appoggio delle tubazioni nel caso dei manufatti di regolazione idraulica.

3) Azioni variabili:

Sono costituite dai sovraccarichi verticali uniformemente distribuiti sostanzialmente pertinenti alle aree e zone pedonali accessibili all'interno degli edifici per la manutenzione delle opere e per le operazioni di regolazione e gestione idrica. Tali azioni sono determinate, in via prioritaria, con riferimento alla *tabella 3.1.II del D.M. 17.01.2018 (N.T.C.-2018)*. Relativamente ai locali tecnici di controllo, alla copertura piana e al piano platea è stato cautelativamente applicato un sovraccarico pari a $2,0 \text{ kN/m}^2$ (cat. I).

E' stato, inoltre, considerato un sovraccarico distribuito a tergo delle pareti dei manufatti interrati e degli scavi pari a $10,0 \text{ kN/m}^2$, al fine di simulare lo stazionamento di mezzi di cantiere durante la realizzazione delle opere o di manutenzione durante il loro esercizio.

Il dimensionamento dei blocchi di ancoraggio in c.c.a. terrà, infine, in conto delle potenziali azioni dinamiche prodotte dalla condotta di adduzione principale, in funzione della pressione di esercizio e collaudo del tratto/nodo considerato. Si terrà, infine, in considerazione la spinta della presso-trivella per l'esecuzione degli attraversamenti stradali con tecnologia spingitubo nei confronti, in particolare, delle pareti reggispingita dei pozzetti, con un'azione totale massima assunta pari a circa 100 kN sulla base ai dati dell'attrezzatura utilizzata in contesti cantieristici analoghi. La massa del macchinario di spinta è stata considerata come un sovraccarico equivalente di intensità pari a 20 kN/m^2 . Le solette dei suddetti pozzetti sono state assoggettate ad un sovraccarico variabile pari a 10 kN/m^2 , mentre le platee di fondazione ad un'azione variabile aggiuntiva pari a 5 kN/m^2 per quanto riguarda i pozzetti di arrivo e a 20 kN/m^2 per quanto concerne i pozzetti di spinta.

4) Spinta delle terre

I manufatti in progetto verranno sollecitati dalle azioni verticali ed orizzontali rispettivamente trasmesse in fase di esercizio dal terreno di ricoprimento e da quello di rinfianco.

Si avranno, pertanto, le seguenti componenti di azione:

- Azione verticale dovuta al terreno di ricoprimento (applicata sulle solette di copertura e sulla suola di monte delle opere di sostegno):

$$q_{v,terreno} = \Delta h \cdot \gamma_t$$

in cui Δh è l'altezza del terreno di ricoprimento dell'opera e γ_t il relativo peso di volume.

- Azione orizzontale dovuta al terreno di rinfilanco (applicata sulle pareti laterali delle opere interrate):

tale azione si traduce in carico uniformemente distribuito variabile linearmente con la profondità, la cui risultante è una spinta S dipendente dalle caratteristiche geomeccaniche del terreno e per la cui determinazione ci si è avvalsi della teoria di Coulomb. Tale metodo ipotizza superfici di scorrimento piane passanti per la base della parete e le cui espressioni dei coefficienti di spinta possono essere ottenute analizzando l'equilibrio limite di un cuneo di terreno delimitato dal paramento interno della parete, dalla superficie di scorrimento e dalla superficie limite del terrapieno.

Il calcolo delle spinte con tale metodologia comporta l'assunzione delle seguenti ipotesi:

- materiale omogeneo ed isotropo dotato di solo attrito;
- superficie di rottura piana;
- superficie limite del terrapieno piana (anche inclinata ma non irregolare);
- resistenza di attrito uniformemente distribuita lungo la superficie di rottura;
- attrito non nullo tra terreno e muro;
- paramento del muro non necessariamente verticale;
- condizioni di stato di equilibrio limite;
- condizioni di rottura in stato di deformazione piana.

Pertanto per un terreno incoerente, in condizioni di assenza di falda, la spinta S del terreno può essere determinata con la seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot k_a \cdot h^2$$

mentre il carico distribuito avrà intensità massima, in corrispondenza del piede della parete, pari a:

$$q_{h,terreno} = k_a \cdot h \cdot \gamma_t$$

dove:

k_a = coefficiente di spinta attiva, determinato tramite l'equazione di *Muller – Breslau*:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

h = altezza della parte interrata di parete;

φ' = angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno

Incremento dinamico della spinta del terreno in condizioni sismiche

Ai fini dell'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica, in riferimento alle indicazioni fornite dal *paragrafo 7.11.3.5.2* del D.M. 17.01.2018 e dall'Eurocodice 8 – parte 5 (UNI EN 1998-5), verrà utilizzato il metodo pseudo-statico di *Mononobe – Okabe*, quale estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb precedentemente illustrato. Tale metodo considera che il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro (“cuneo di rottura”) si comporti come un corpo rigido soggetto ad un'accelerazione orizzontale a_h e verticale a_v uniformi all'interno del cuneo.

L'azione sismica è, quindi, rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W dell'opera di sostegno, del volume di terreno a tergo dell'opera stessa, supposto in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto ed è dipendente dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) del sito;

- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- β_m è un fattore di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, dipendente dallo spostamento ammissibile dell'opera e definito dal *paragrafo 7.11.6.2.1 delle N.T.C.-2018*, pari a 0,38 nelle verifiche a stato limite ultimo (SLV) e pari a 0,47 nelle verifiche a stato limite di esercizio (SLD). Per le verifiche a ribaltamento i suddetti valori vanno incrementati del 50%. Per pareti o muri impediti di muoversi β_m è stato posto = 1,0.

Detto W il peso del cuneo di rottura, l'effetto sismico è, quindi, portato in conto come una forza statica equivalente di componenti $k_h W$ in orizzontale e $\pm k_v W$ in verticale.

Essendo le opere in progetto delle strutture rigide, con pareti verticali e terrapieno orizzontale, l'azione di incremento dinamico della spinta del terreno vale, pertanto:

$$q_{Sh,terreno} = k_h \cdot h \cdot \gamma_t$$

$$q_{Vh,terreno} = \pm 0,5 \cdot k_h \cdot h \cdot \gamma_t$$

Pertanto il valore della spinta complessiva del terreno in condizioni sismiche (statica + sismica) vale:

$$S_{tot} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t (1 \pm k_v) \cdot k_a \cdot h^2$$

Nel caso specifico, invece, in cui il terreno a tergo delle strutture possa essere considerato in condizioni prossime a quelle di riposo, ovvero per le strutture rigide a sezione scatolare previste per la realizzazione di scatolari, pozzetti e manufatti analoghi, l'incremento dovuto al sisma relativo al terreno è stato stimato attraverso l'espressione proposta da Wood, la quale risulta indipendente dai parametri di resistenza del terreno che si assume ancora in campo elastico e che, per tali tipi di strutture (rigide appunto) difficilmente raggiunge le condizioni limite di rottura:

$$\Delta S = \frac{a_g}{g} \cdot S_s \cdot \gamma \cdot H^2$$

con:

- a_g/g l'accelerazione sismica di progetto;
- S_s il fattore correttivo stratigrafico.

Il carico sismico sarà, in tal caso, equiparabile ad un carico distribuito applicato linearmente sulle pareti delle strutture, con intensità pari a:

$$q_{sis} = \Delta S / H$$

I **muri di sostegno** o le **pareti controterra**, incluse quelle dei pozzetti e dei manufatti interrati in progetto, devono soddisfare le condizioni di stabilità globale con i metodi di analisi di cui al § 7.11.6.2.1 delle N.T.C.-2018 e le verifiche di sicurezza di cui ai § 6.5.3.1.1 e 7.11.6.2.2, nelle quali si richiede il rispetto della *condizione 6.2.1* delle N.T.C.-2018, con le prescrizioni di cui al § 7.11.1. Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi. In aggiunta all'analisi della sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Per quanto riguarda, invece, le **paratie** e, più in generale, le **opere di sostegno provvisoriale**, le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Anche in questo caso, in mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera;
- $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- a_g è l'accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido riferita allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV);

- S_S e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica precedentemente definiti;

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di *figura 7.11.2 delle N.T.C.-2018*, mentre il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di *figura 7.11.3 delle N.T.C.-2018*, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

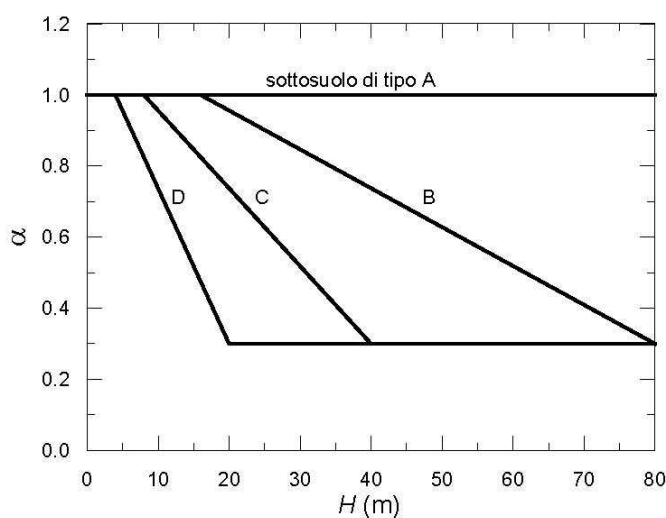


Fig. 7.11.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

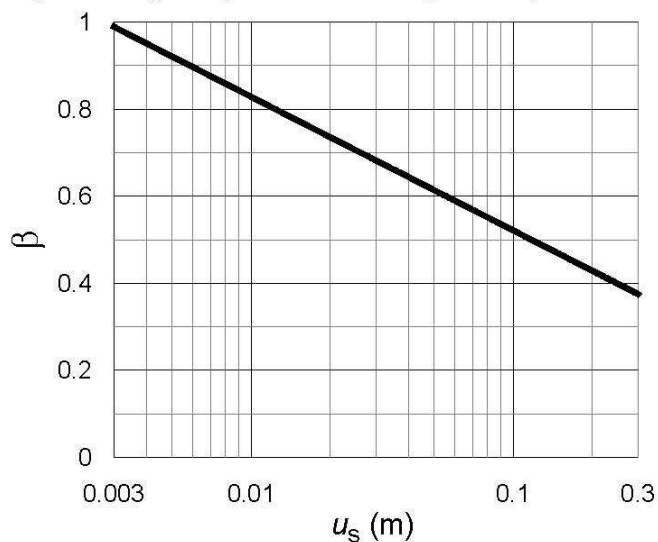


Fig. 7.11.3 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare: $u_s \leq 0,005 H$.

Se $\alpha \times \beta \leq 0,2$ deve assumersi $k_h = 0,2 a_{max}/g$.

Possono, inoltre, essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia. È necessario, infine, verificare che il sito, per effetto del terremoto di progetto, non sia

suscettibile di liquefazione. In caso contrario occorre predisporre le misure necessarie perché non si verifichi tale fenomeno.

Azione del terreno nelle verifiche di stabilità dei pendii e fronti scavo

Anche l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici nei quali l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati nella *tabella 7.11.1* delle N.T.C.-2018 al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Per quanto riguarda, invece, specificatamente i **fronti scavo**, si adotteranno i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

- $\beta_s = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)
- $\beta_s = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Spinta del terreno in presenza di falda

In presenza di falda, per la porzione di terreno posta al di sotto di quest'ultima, verrà applicata un'aliquota di spinta esercitata dal terreno, da valutarsi in termini di tensioni efficaci, e da un'aliquota aggiuntiva dovuta dall'azione dell'acqua in termini idrostatici. Con riferimento ai sondaggi svolti, è stata ragionevolmente assunta, per tutti i manufatti, una quota di falda posta a circa - 5,0 m rispetto al piano campagna di riferimento.

Si evidenzia, inoltre, in considerazione delle caratteristiche litologiche e stratigrafiche del terreno in sito, che l'azione esercitata a tergo delle pareti delle strutture, è stata valutata, per profondità maggiori di 5,0 m, assumendo il terreno permeabile in condizioni dinamiche di falda e portando, quindi, in conto, oltre all'azione idrostatica della falda, anche l'effetto idrodinamico, determinato tramite l'espressione di *Westergaard*:

$$E_w = \pm \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

dove:

- k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- γ_w è peso per unità di volume dell'acqua o netto del terreno sotto di falda;
- H_w è il livello massimo previsto entro la vasca considerata;

Tale spinta agisce a $0,4 H_w$ dalla base della struttura, come nel seguito rappresentato:

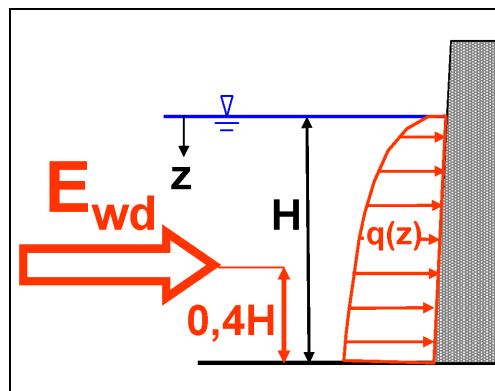


Figura 7 – Spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche.

L'*Eurocodice 8* suggerisce di sommare alla spinta idrostatica quella idrodinamica considerandola sia in un verso che nell'altro e, quindi, una volta sommata e l'altra sottratta alla pressione idrostatica. L'incremento di spinta nelle combinazioni sismiche, verrà, pertanto, applicato considerandolo agente alternativamente lungo due direzioni tra loro ortogonali; si considereranno nello specifico come direzioni attive, le +X e le +Y, senza considerare le omologhe in direzione opposta, visto la apprezzabile simmetria della struttura ed anche in considerazione del fatto che i contributi apportati da tali spinte avranno intensità marginale se rapportati con quelli relativi alle altre azioni simultaneamente presenti.

Alla luce di questo ulteriore fattore, la spinta complessiva assunta nei calcoli, in condizioni sismiche, al di sotto della potenza di falda e con terreno permeabile in condizioni dinamiche di quest'ultima, risulta data dalla seguente espressione:

$$S_{tot} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t (1 \pm k_v) \cdot k_a \cdot h^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 + E_{wd}$$

5) Azione del vento

Per quanto riguarda l'azione del vento, essa è stata ricondotta ad un'azione statica equivalente secondo l'espressione fornita al *paragrafo 3.3.4 delle N.T.C.*:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- q_b = pressione cinetica di riferimento, data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

in cui $v_b = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) = 28$ m/s per la Zona 4 (Sicilia) per altitudini inferiori a 1500 m s.l.m., è la velocità di riferimento del vento (in m/s) caratteristica della zona geografica in questione, riferita ad un tempo di ritorno di 50 anni e ρ la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

- c_e = coefficiente di esposizione, espresso tramite la relazione riportata al *paragrafo 3.3.7 nel D.M. 17/01/2018*:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

in cui:

z è l'altezza sul suolo della costruzione;

k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati dalla *tabella 3.3.II delle N.T.C.* in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia, assunto pari a 1,0.

- c_p = coefficiente di forma, funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;
- c_d = coefficiente dinamico, con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali (assunto pari a 1).

Si riportano, quindi, nel seguito i valori di azione (pressione vento) assunti nei calcoli:

- $p_{v,max}$ (tetto piano locali tecnici edifici di regolazione) $\cong 1,1 \text{ kN/m}^2$.
- $p_{h,max}$ (pareti locali tecnici edifici di regolazione) $\cong 2,1 \text{ kN/m}^2$.

6) Azione della neve

Il sovraccarico accidentale da neve viene calcolato in base ai disposti del *paragrafo 3.4. del D.M. 17/01/2018* e secondo la seguente equazione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} , espresso in kN/m^2 è il valore di riferimento del carico neve al suolo che, per strutture poste ad altitudini inferiori a 200 m s.l.m. ricadenti nella Zona geografica III – (Provincia di Catania), assume i seguenti valori:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad \text{per } a_s < 200 \text{ m s.l.m.}$$

$$q_{sk} = 0,51 \cdot \left[1 + (a_s / 481)^2 \right] \text{ kN/m}^2 \quad \text{per } a_s > 200 \text{ m s.l.m.}$$

con a_s pari all'altitudine misurata in m s.l.m. del sito di calcolo ed assunta variabile da un minimo di circa 120 m ad un massimo di circa 170 m s.l.m. con riferimento ai manufatti in progetto con il presente lotto di lavori:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, definito al *paragrafo 3.4.5. delle N.C.T.* e, in considerazione della presenza di coperture piane, assunto cautelativamente pari a 1,0;
- C_E e C_t rappresentano rispettivamente il coefficiente di esposizione e il coefficiente termico; essi, per i casi in esame, in riferimento ai *paragrafi 3.4.3 e 3.4.4. delle N.T.C.* assumono valori unitari.

Si riporta, quindi, nel seguito il valore massimo di azione (pressione neve) assunto nei calcoli:

- $P_{neve,max}$ (tetto piano locali tecnici) $\cong 0,5 \text{ kN/m}^2$.

6.4 **Azione sismica**

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali si è valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, sono state determinate a partire dalla “*pericolosità sismica di base*” del sito, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con

riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , in funzione dello specifico stato limite assunto per le verifiche.

La definizione delle forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R , avviene a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico sul piano di fondazione è, quindi, definito dallo spettro di risposta elastico; esso, per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s, è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% e considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima convenzionale del terreno fondale a_g che caratterizza il sito. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} . Il moto può decomporre in tre componenti ortogonali di cui una verticale. In via semplificata gli spettri delle due componenti orizzontali possono considerarsi eguali ed indipendenti. Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è, quindi, definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

nelle quali T ed S_e sono rispettivamente il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale e dove:

- a_g = accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $S = S_S \cdot S_T$ è un fattore che tiene conto della categoria del suolo di fondazione (S_S) e delle condizioni topografiche (S_T), definite dalla *tabella 3.2.IV E 3.2.V delle N.T.C.*;
- η = fattore che altera lo spettro elastico per smorzamenti viscosi convenzionali ξ diversi dal 5 %, mediante la relazione seguente:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, con valore minimo pari a 2,2;
- T_B, T_C, T_D = periodi che separano i diversi rami dello spettro (tratto ad accelerazione costante, tratto a velocità costante e tratto a spostamento costante), dipendenti dalla categoria del suolo di fondazione.

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è, invece, definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\ T_C \leq T < T_D & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

dove T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_0 , S e η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 delle N.T.C. per le componenti orizzontali mentre i valori di S_s, T_B, T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella tabella 3.2.VI delle N.T.C., in funzione della categoria di sottosuolo.

Per gli **stati limite di esercizio** lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

Nelle verifiche agli **stati limite ultimi** in generale le capacità dissipative delle strutture vengono messe in conto attraverso un'opportuna riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal

caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ utilizzato sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule sopra riportate il parametro η con $1/q$, dove q rappresenta il *fattore di struttura* dell'opera. In relazione a quanto specificato dai paragrafi 7.2.5 e 7.3.1 del D.M. 17.01.2018, per quanto riguarda le componenti orizzontali, dovendo le fondazioni superficiali e le opere controterra rimanere in campo elastico, verrà cautelativamente assunto un valore q unitario, mentre per le componenti verticali verrà assunto un valore pari a 1,5.

Accertata la compatibilità dei parametri stratigrafici e geomorfologici del sito, l'azione sismica è stata, quindi, in definitiva, determinata applicando alla costruzione un'accelerazione corrispondente allo spettro di risposta desunto dalla normativa nazionale in funzione della pericolosità sismica del sito, delle caratteristiche dell'opera e degli stati limite assunti per le verifiche (SLO, SLD, SLV e SLC). Gli spettri di risposta e i relativi parametri sismici sono stati ricavati con l'ausilio dell'applicazione di calcolo "*Spettri-N.T.C.*" redatta dal *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici* e sono stati, quindi, calcolati adottando i parametri sopra riportati e quelli elencati al *paragrafo 5.3*.

Si riporta, quindi, nel seguito la caratterizzazione sismica specifica per il sito di intervento:

Valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0.041	2.545	0.258
50	0.058	2.513	0.270
72	0.071	2.511	0.285
101	0.088	2.428	0.309
140	0.111	2.343	0.321
201	0.140	2.328	0.337
475	0.226	2.277	0.422
975	0.325	2.345	0.465
2475	0.510	2.352	0.540

Valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno S.L.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.041	2.544	0.258
SLD	50	0.058	2.513	0.270
SLV	475	0.226	2.277	0.422
SLC	975	0.325	2.345	0.465

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 14.6909

LATITUDINE: 37.2664

Ricerca per comune

REGIONE: Sicilia

PROVINCIA: Catania

COMUNE: Mineo

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

--□-- Strategia per costruzioni ordinarie

- - - ■ - - - Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ (SLO)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato SLO info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C info $S_S =$ 1.500 $C_C =$ 1.642 info

Categoria topografica T1 info $h/H =$ 1.000 $S_T =$ 1.000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1.000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_e 1 Regol. in altezza si info

Compon. verticale
Spettro di progetto Fattore q 1.5 $\eta =$ 0.667 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

The graph plots acceleration in g on the y-axis (0.00 to 0.18) against period T in seconds on the x-axis (0 to 4). Three curves are shown: a black curve for the horizontal project spectrum, a blue curve for the vertical project spectrum, and a red curve for the reference elastic spectrum. The black curve peaks at approximately 0.15g around 0.25s. The blue curve peaks at approximately 0.02g around 0.25s. The red curve peaks at approximately 0.10g around 0.25s.

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLO	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLO																																																
<p>Parametri indipendenti</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>STATO LIMITE</th> <th>SLO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>a_q</td><td>0.041 g</td></tr> <tr><td>F_o</td><td>2.544</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.258 s</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>C_C</td><td>1.642</td></tr> <tr><td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>q</td><td>1.000</td></tr> </tbody> </table> <p>Parametri dipendenti</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr><td>S</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>η</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.141 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.424 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.763 s</td></tr> </tbody> </table>	STATO LIMITE	SLO	a_q	0.041 g	F_o	2.544	T_C	0.258 s	S_S	1.500	C_C	1.642	S_T	1.000	q	1.000	S	1.500	η	1.000	T_B	0.141 s	T_C	0.424 s	T_D	1.763 s	<p>Parametri indipendenti</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>STATO LIMITE</th> <th>SLO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>a_{qv}</td><td>0.011 g</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>q</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.050 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.150 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.000 s</td></tr> </tbody> </table> <p>Parametri dipendenti</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr><td>F_v</td><td>0.694</td></tr> <tr><td>S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>η</td><td>0.667</td></tr> </tbody> </table>	STATO LIMITE	SLO	a_{qv}	0.011 g	S_S	1.000	S_T	1.000	q	1.500	T_B	0.050 s	T_C	0.150 s	T_D	1.000 s	F_v	0.694	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLO																																																
a_q	0.041 g																																																
F_o	2.544																																																
T_C	0.258 s																																																
S_S	1.500																																																
C_C	1.642																																																
S_T	1.000																																																
q	1.000																																																
S	1.500																																																
η	1.000																																																
T_B	0.141 s																																																
T_C	0.424 s																																																
T_D	1.763 s																																																
STATO LIMITE	SLO																																																
a_{qv}	0.011 g																																																
S_S	1.000																																																
S_T	1.000																																																
q	1.500																																																
T_B	0.050 s																																																
T_C	0.150 s																																																
T_D	1.000 s																																																
F_v	0.694																																																
S	1.000																																																
η	0.667																																																

STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLD info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C info $S_S =$ 1.500 $C_C =$ 1.617 info

Categoria topografica T1 info $h/H =$ 1.000 $S_T =$ 1.000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1.000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 1 Regol. in altezza si info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1.5 $\eta =$ 0.667 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta →

Parametri e punti spettri di risposta →

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLD	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLD																																																
<p>Parametri indipendenti</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>STATO LIMITE</th> <th>SLD</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>a_q</td><td>0.058 g</td></tr> <tr><td>$F_{0.5}$</td><td>2.513</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.270 s</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>C_C</td><td>1.617</td></tr> <tr><td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>q</td><td>1.000</td></tr> </tbody> </table> <p>Parametri dipendenti</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr><td>S</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>η</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.146 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.437 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.831 s</td></tr> </tbody> </table>	STATO LIMITE	SLD	a_q	0.058 g	$F_{0.5}$	2.513	T_C	0.270 s	S_S	1.500	C_C	1.617	S_T	1.000	q	1.000	S	1.500	η	1.000	T_B	0.146 s	T_C	0.437 s	T_D	1.831 s	<p>Parametri indipendenti</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>STATO LIMITE</th> <th>SLD</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>a_{qv}</td><td>0.019 g</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>q</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.050 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.150 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.000 s</td></tr> </tbody> </table> <p>Parametri dipendenti</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr><td>F_v</td><td>0.815</td></tr> <tr><td>S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>η</td><td>0.667</td></tr> </tbody> </table>	STATO LIMITE	SLD	a_{qv}	0.019 g	S_S	1.000	S_T	1.000	q	1.500	T_B	0.050 s	T_C	0.150 s	T_D	1.000 s	F_v	0.815	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLD																																																
a_q	0.058 g																																																
$F_{0.5}$	2.513																																																
T_C	0.270 s																																																
S_S	1.500																																																
C_C	1.617																																																
S_T	1.000																																																
q	1.000																																																
S	1.500																																																
η	1.000																																																
T_B	0.146 s																																																
T_C	0.437 s																																																
T_D	1.831 s																																																
STATO LIMITE	SLD																																																
a_{qv}	0.019 g																																																
S_S	1.000																																																
S_T	1.000																																																
q	1.500																																																
T_B	0.050 s																																																
T_C	0.150 s																																																
T_D	1.000 s																																																
F_v	0.815																																																
S	1.000																																																
η	0.667																																																

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLE VITA UTILE (SLV)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C info $S_S =$ 1.392 $C_C =$ 1.396 info

Categoria topografica T1 info $h/H =$ 1.000 $S_T =$ 1.000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1.000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 1 Regol. in altezza si info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q 1.5 $\eta =$ 0.667 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLV	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLV																																																
<p>Parametri indipendenti</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>STATO LIMITE</th> <th>SLV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>a_q</td><td>0.226 g</td></tr> <tr><td>F_{o_1}</td><td>2.277</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.422 s</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.392</td></tr> <tr><td>C_C</td><td>1.396</td></tr> <tr><td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>q</td><td>1.000</td></tr> </tbody> </table> <p>Parametri dipendenti</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr><td>S</td><td>1.392</td></tr> <tr><td>η</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.196 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.589 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>2.502 s</td></tr> </tbody> </table>	STATO LIMITE	SLV	a_q	0.226 g	F_{o_1}	2.277	T_C	0.422 s	S_S	1.392	C_C	1.396	S_T	1.000	q	1.000	S	1.392	η	1.000	T_B	0.196 s	T_C	0.589 s	T_D	2.502 s	<p>Parametri indipendenti</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>STATO LIMITE</th> <th>SLV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>a_{qv}</td><td>0.145 g</td></tr> <tr><td>S_S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>q</td><td>1.500</td></tr> <tr><td>T_B</td><td>0.050 s</td></tr> <tr><td>T_C</td><td>0.150 s</td></tr> <tr><td>T_D</td><td>1.000 s</td></tr> </tbody> </table> <p>Parametri dipendenti</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr><td>F_v</td><td>1.460</td></tr> <tr><td>S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td>η</td><td>0.667</td></tr> </tbody> </table>	STATO LIMITE	SLV	a_{qv}	0.145 g	S_S	1.000	S_T	1.000	q	1.500	T_B	0.050 s	T_C	0.150 s	T_D	1.000 s	F_v	1.460	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLV																																																
a_q	0.226 g																																																
F_{o_1}	2.277																																																
T_C	0.422 s																																																
S_S	1.392																																																
C_C	1.396																																																
S_T	1.000																																																
q	1.000																																																
S	1.392																																																
η	1.000																																																
T_B	0.196 s																																																
T_C	0.589 s																																																
T_D	2.502 s																																																
STATO LIMITE	SLV																																																
a_{qv}	0.145 g																																																
S_S	1.000																																																
S_T	1.000																																																
q	1.500																																																
T_B	0.050 s																																																
T_C	0.150 s																																																
T_D	1.000 s																																																
F_v	1.460																																																
S	1.000																																																
η	0.667																																																

STATO LIMITE DI COLLASSO (SLC)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato SLC info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C info $S_S =$ 1.242 $C_C =$ 1.352 info

Categoria topografica T1 info $h/H =$ 1.000 $S_T =$ 1.000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1.000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 1 Regol. in altezza si info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q 1.5 $\eta =$ 0.667 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLC	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLC																																																
<p>Parametri indipendenti</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="background-color: #f0f0f0;">STATO LIMITE</th> <th style="background-color: #f0f0f0;">SLC</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">a_q</td><td>0.325 g</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">F_o</td><td>2.345</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">T_C</td><td>0.465 s</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">S_S</td><td>1.242</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">C_C</td><td>1.352</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">q</td><td>1.000</td></tr> </tbody> </table> <p>Parametri dipendenti</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">S</td><td style="border: 2px solid green;">1.242</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">η</td><td>1.000</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">T_B</td><td>0.209 s</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">T_C</td><td>0.628 s</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">T_D</td><td>2.901 s</td></tr> </tbody> </table>	STATO LIMITE	SLC	a_q	0.325 g	F_o	2.345	T_C	0.465 s	S_S	1.242	C_C	1.352	S_T	1.000	q	1.000	S	1.242	η	1.000	T_B	0.209 s	T_C	0.628 s	T_D	2.901 s	<p>Parametri indipendenti</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="background-color: #f0f0f0;">STATO LIMITE</th> <th style="background-color: #f0f0f0;">SLC</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">a_{qv}</td><td>0.250 g</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">S_S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">q</td><td>1.500</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">T_B</td><td>0.050 s</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">T_C</td><td>0.150 s</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">T_D</td><td>1.000 s</td></tr> </tbody> </table> <p>Parametri dipendenti</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">F_v</td><td>1.805</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">S</td><td>1.000</td></tr> <tr><td style="background-color: #f0f0f0;">η</td><td>0.667</td></tr> </tbody> </table>	STATO LIMITE	SLC	a_{qv}	0.250 g	S_S	1.000	S_T	1.000	q	1.500	T_B	0.050 s	T_C	0.150 s	T_D	1.000 s	F_v	1.805	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLC																																																
a_q	0.325 g																																																
F_o	2.345																																																
T_C	0.465 s																																																
S_S	1.242																																																
C_C	1.352																																																
S_T	1.000																																																
q	1.000																																																
S	1.242																																																
η	1.000																																																
T_B	0.209 s																																																
T_C	0.628 s																																																
T_D	2.901 s																																																
STATO LIMITE	SLC																																																
a_{qv}	0.250 g																																																
S_S	1.000																																																
S_T	1.000																																																
q	1.500																																																
T_B	0.050 s																																																
T_C	0.150 s																																																
T_D	1.000 s																																																
F_v	1.805																																																
S	1.000																																																
η	0.667																																																

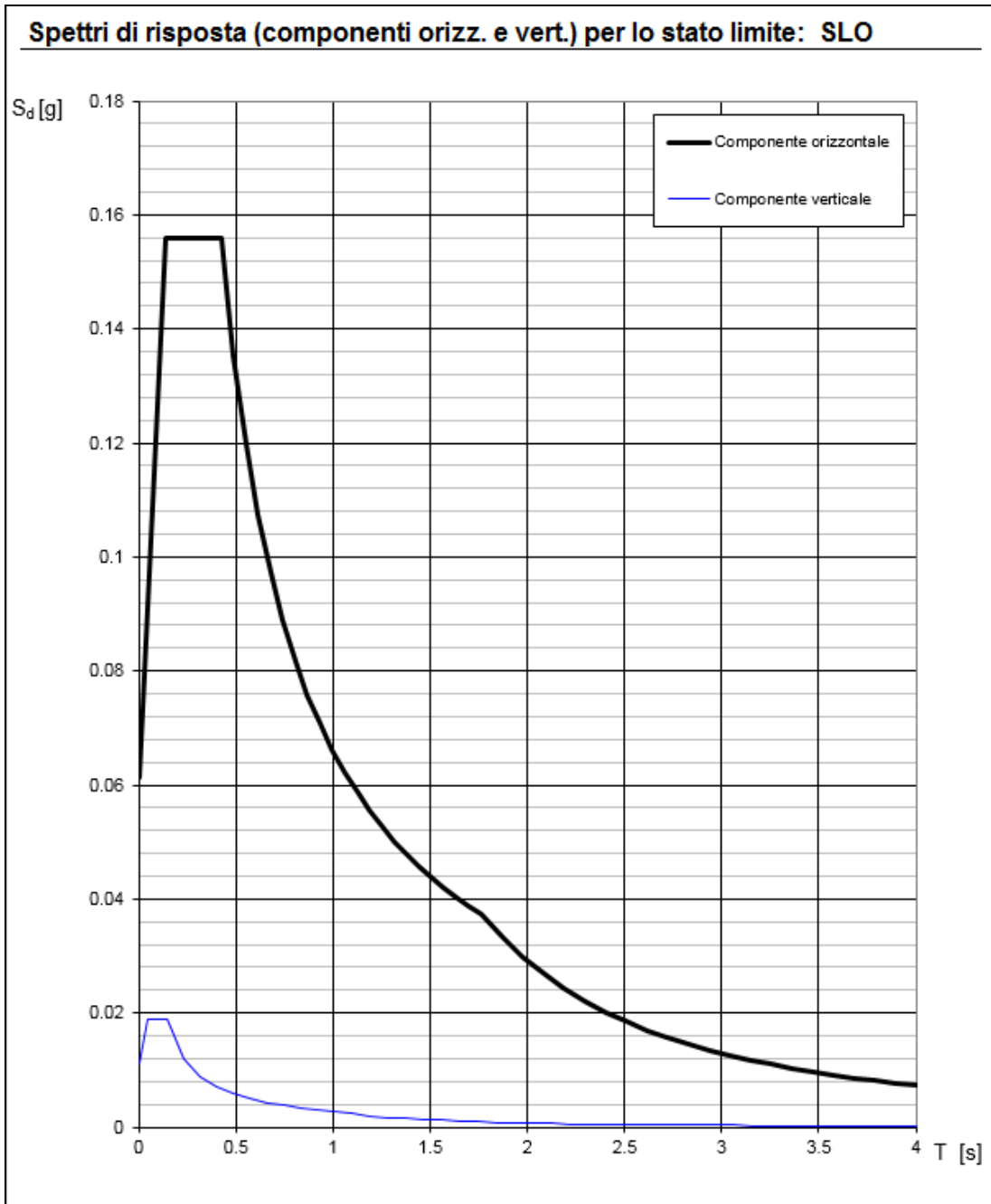


Figura 8 – Spettri di risposta per lo stato limite di operatività (SLO).

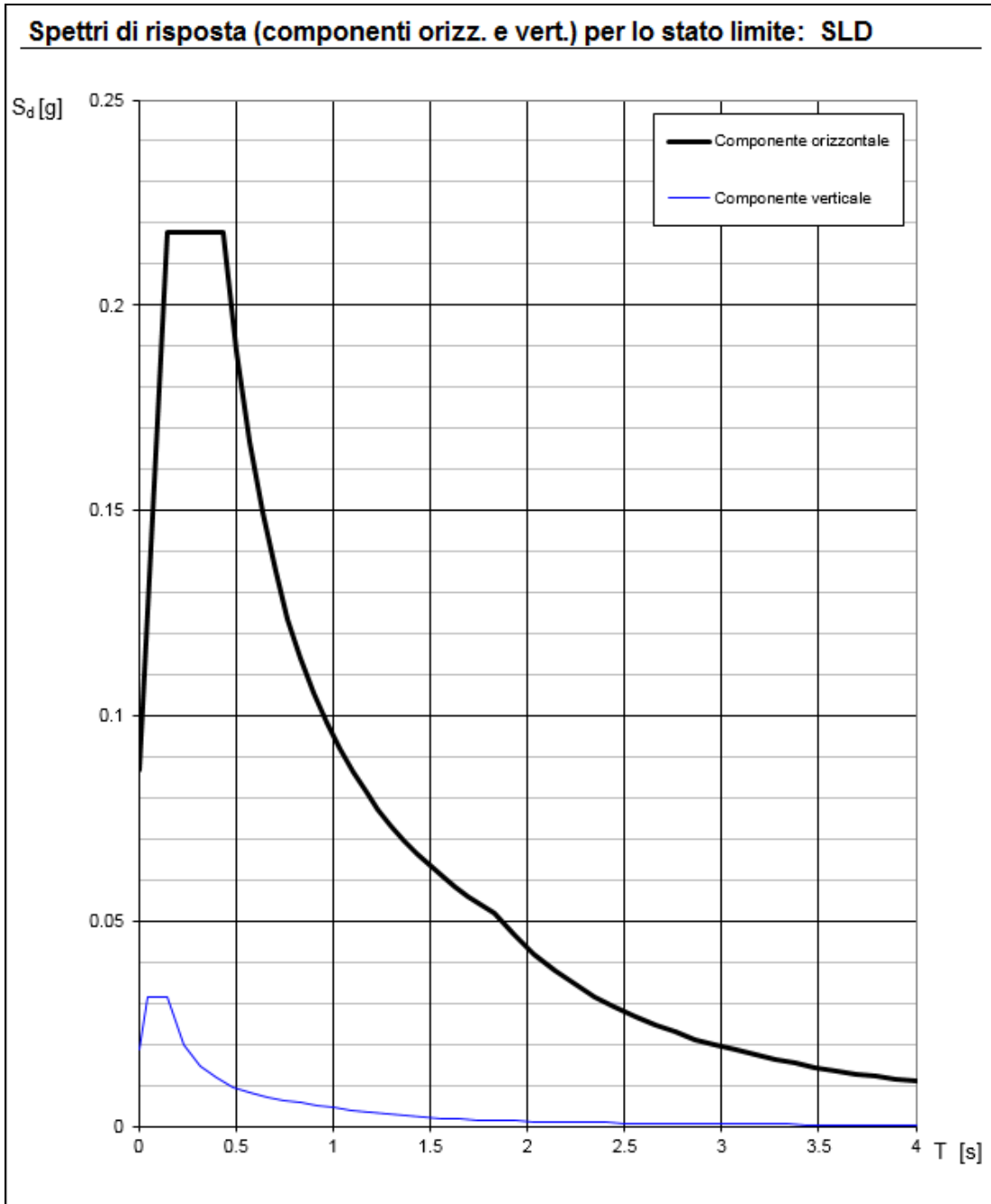


Figura 9 – Spettri di risposta per lo stato limite di danno (SLD).

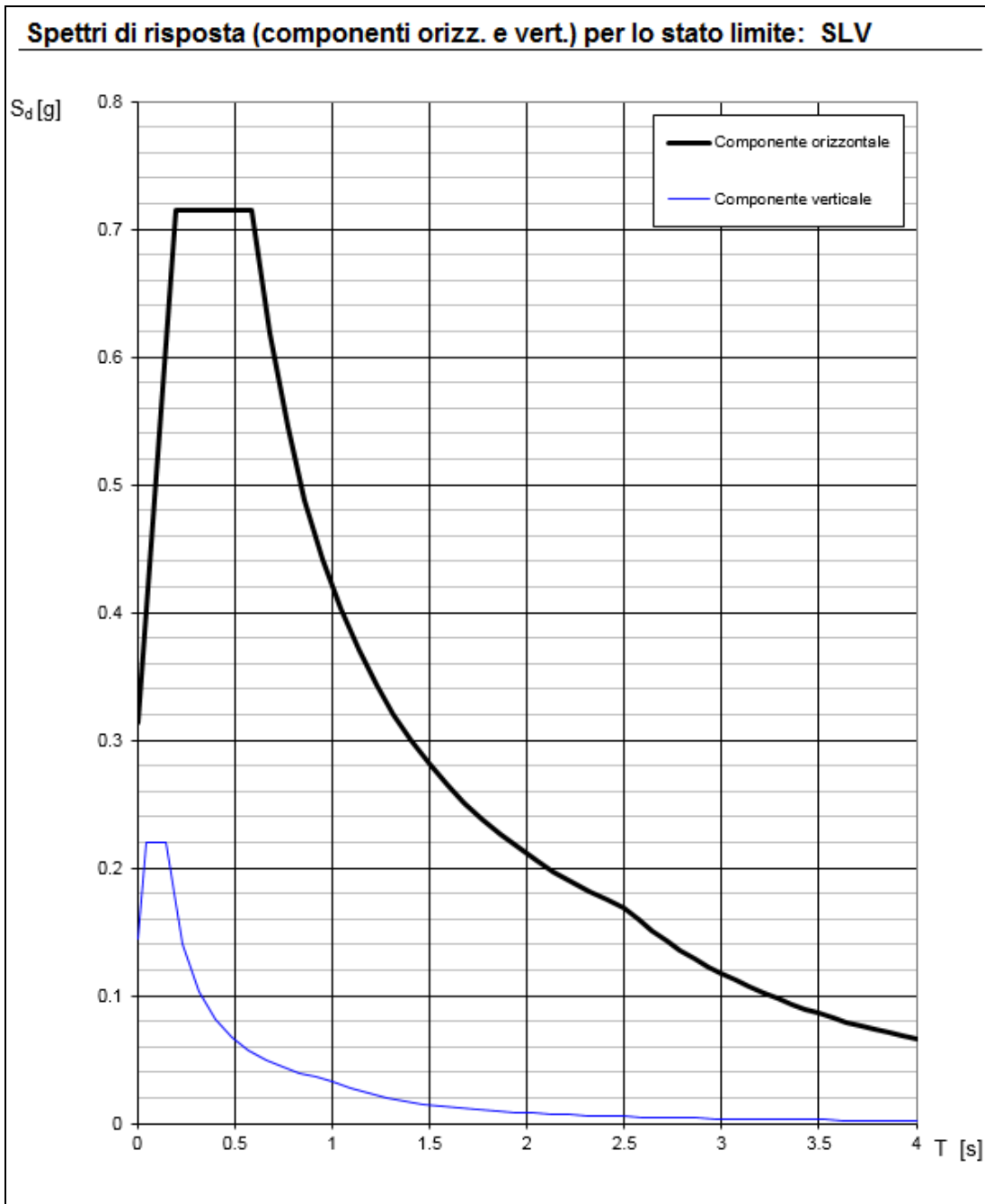


Figura 10 – Spettri di risposta per lo stato limite di salvaguardia della vita utile(SLV).

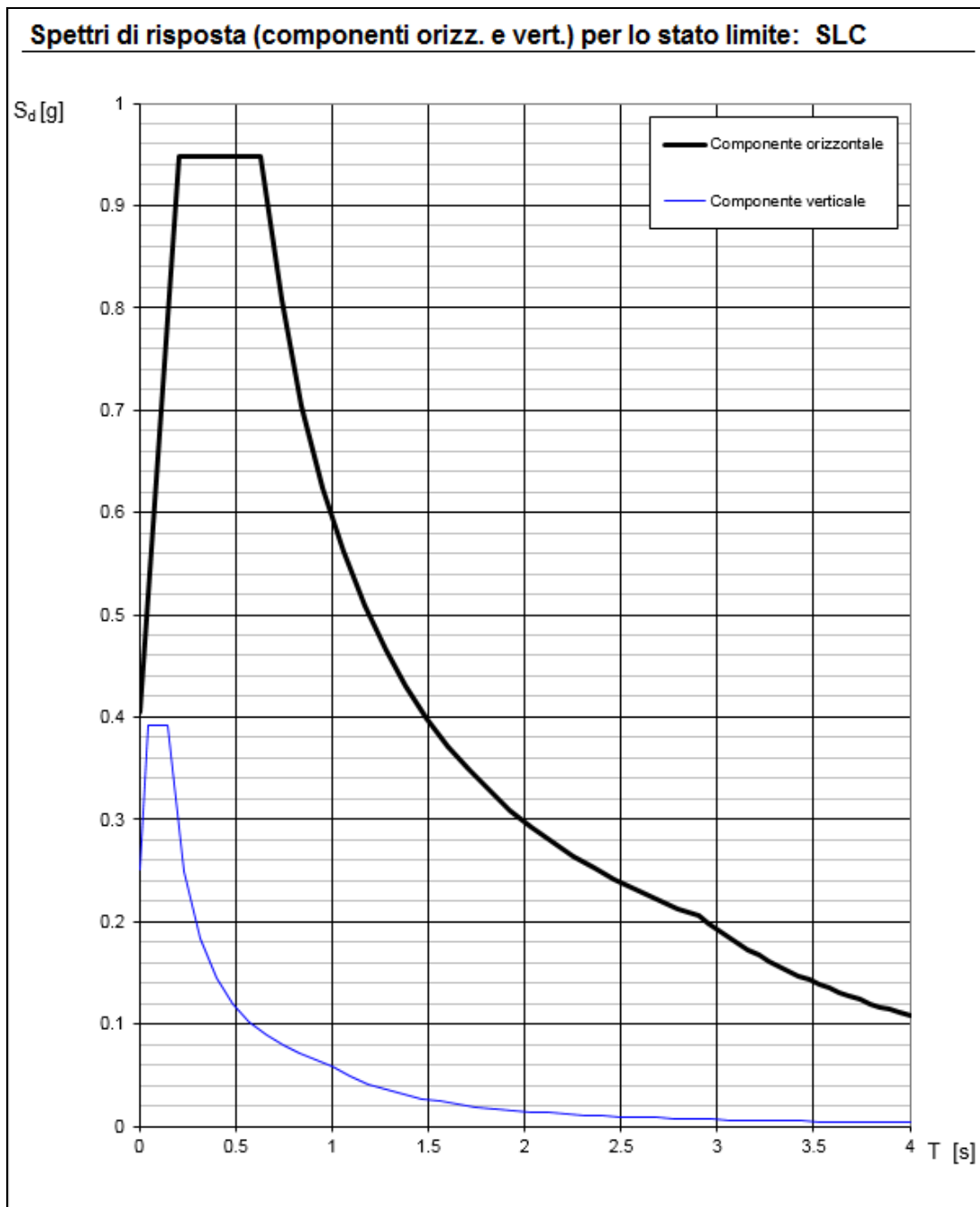


Figura 11 – Spettri di risposta per lo stato limite di collasso (SLC).

Si possono, quindi, riepilogare i valori dell'**accelerazione sismica di progetto**, ovvero della **pericolosità sismica di progetto**:

- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLO: $a_g = 0,041$ g.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLD: $a_g = 0,058$ g.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLV: $a_g = 0,226$ g.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLC: $a_g = 0,325$ g.
- **accelerazione sismica orizzontale di progetto** (*pericolosità sismica di progetto a SLV*): $a_{g,max} = S_s \times S_T \times a_{g,SLV} = 1,5 \times 1,0 \times 0,226 \text{ g} \cong \mathbf{0,34 \text{ g}}$.

6.5 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (ai sensi del *D.M. 17.01.2018, paragrafo 2.5.3*):

- Combinazione fondamentale, per gli stati limite ultimi (SLU):

$$SD = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$SD = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} Q_{k2} + \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$SD = G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$SD = G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$SD = E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU sono:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Il valore dei coefficienti di combinazione usati sono invece i seguenti:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Relativamente all'azione sismica E, da prendersi in conto in un'apposita situazione di progetto sismica (combinazione sismica), essa è stata schematizzata applicando, non contemporaneamente, in due direzioni ortogonali un sistema di forze orizzontali sismiche di intensità proporzionale alle masse della costruzione.

Ai fini delle masse inerziali per il calcolo dell'azione "E", nei modelli di calcolo sono stati considerati il peso proprio delle costruzioni, tutti i carichi permanenti portati e, aggiuntivamente, a favore di sicurezza, il sovraccarico del terreno posto a tergo delle opere.

Ai fini della combinazione sismica sono state, invece, considerate le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + P_k + \sum(\Psi_2 Q_k)$$

dove:

Ψ_2 coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_k , che tiene conto della ridotta probabilità che tutti i carichi variabili siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma. In particolare nella "combinazione sismica" potrà essere considerata esclusivamente l'azione variabile prevalente, ovvero dominante, associata al sovraccarico agente ed applicando il pertinente coefficiente di combinazione previsto dalla *tabella 2.5.I o 5.1.VI* delle N.T.C.-2018, ampiamente ragionevole e giustificato per via della ridottissima probabilità di evento sismico in concomitanza al sovraccarico variabile massimo.

Si evidenzia che per la determinazione degli effetti dell'azione sismica, in relazione a quanto previsto dal *paragrafo 5.1.3.12 delle N.T.C.-2018*, si è fatto riferimento alle masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai sovraccarichi accidentali.

7. Metodi di analisi e criteri di verifica strutturale

7.1 Costruzioni in conglomerato cementizio armato

La valutazione della sicurezza delle strutture in progetto in calcestruzzo armato è stata condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi indicati al *capitolo 2* del D.M. 17.01.2018. In particolare, l'analisi strutturale volta alla valutazione degli effetti delle azioni, è stata condotta mediante il metodo di **analisi elastica lineare** ai sensi del *paragrafo 4.1.1.1 delle N.T.C.-2018*, con lo scopo di stabilire la distribuzione delle forze interne, delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti nelle strutture. Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno, quindi, effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Ai fini della valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno, inoltre, le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

L'analisi delle strutture nei confronti delle azioni sismiche è stata invece condotta, relativamente ai manufatti principali e caratterizzati da una maggiore rilevanza costruttiva (edifici di regolazione idrica principale e pozzetti di attraversamento stradale), mediante il metodo di **analisi dinamica lineare** ai sensi del *paragrafo 7.3.3.1 delle N.T.C.-2018* e consistente:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

L'analisi strutturale sismica dei manufatti costruttivamente più semplici (locali tecnici

in muratura portante, pozzetti minori, cabine di presa) è stata, invece, condotta con il metodo di **analisi statica lineare** ai sensi del *paragrafo 7.3.3.2 delle N.T.C.-2018*, mediante nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica definita con gli spettri di progetto. Tale tipologia di analisi può essere effettuata a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza, T_1 (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 2 \cdot (d)^{0,5}$$

dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'opera, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi sismica applicata nella direzione orizzontale.

Relativamente ai **metodi di calcolo**, come già indicato in precedenza, si farà riferimento al metodo degli stati limite, secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018. Le suddette norme saranno applicate integralmente anche per quanto riguarda i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico. Ai fini delle verifiche strutturali dovrà risultare sempre soddisfatta la seguente relazione:

$$R_d \text{ (Resistenza di progetto)} > E_d \text{ (Effetto delle azioni di progetto)}$$

dove R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate ed E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto delle azioni e ai coefficienti di combinazione come indicato nel § 2.5.3 *delle N.T.C.*.

7.1.1 Resistenze di calcolo

In generale, le resistenze di calcolo f_d dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, sono ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove:

- f_k è la resistenza caratteristica del materiale considerato;
- γ_M è il coefficiente parziale per le resistenze, comprensivo delle incertezze del modello e della geometria, che può variare in funzione del materiale, della

situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

I valori specifici dei parametri caratteristici dei materiali per uso strutturale sono stati, pertanto, dedotti dalle formule indicate al *paragrafo 4.1.2.1.1* del citato D.M. che vengono riportate di seguito:

▪ **resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ed è pari a 0,85;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1,5;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

▪ **resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:**

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1,5;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo e vale:

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

dove:

f_{ctm} è la resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo e vale:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

dove:

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

▪ **resistenza di calcolo dell'acciaio:**

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio ed è pari a 1,15;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Si possono in via preliminare assumere i seguenti valori di resistenza di calcolo:

Calcestruzzo C25/30 – R_{ck} 30 N/mm²:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{y_c} = 0,85 \cdot \frac{R'_{ck} \cdot 0,83}{y_c} = 0,85 \cdot \frac{25,0}{1,5} \cong 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{y_c} = \frac{0,7 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{2/3})}{y_c} = 1,20 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per c.a. B450C controllato in stabilimento:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{y_s} = \frac{450}{1,15} = 391 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per laminati a caldo classe S355:

$$f_d = \frac{f_y}{y_M} = \frac{355}{1,05} = 340 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per laminati a caldo classe S275:

$$f_d = \frac{f_y}{y_M} = \frac{275}{1,05} = 260 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al *paragrafo 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018*; in particolare sia per le verifiche effettuate a pressoflessione retta che per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il modello “*parabola-rettangolo*” indicato dal diagramma (a) riportato nella figura sottostante:

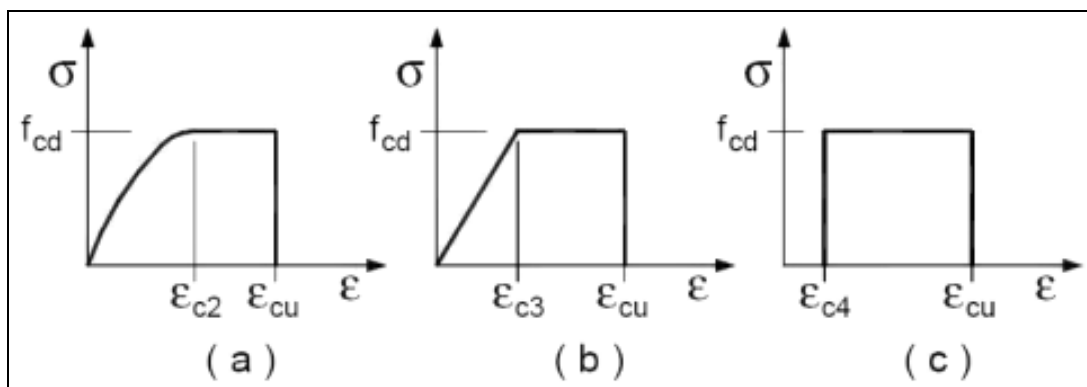


Figura 12a - Modelli di calcolo tensione-deformazione per il calcestruzzo.

Per le classi di resistenza del calcestruzzo pari o inferiori a C50/60 si può porre:

- $\varepsilon_{c2} = 2.0\text{‰}$;
- $\varepsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$.

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale in conformità alle indicazioni riportate al *punto 4.1.2.1.2.2* del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è stato, quindi, adottato il modello elastico perfettamente plastico indefinito nel seguito rappresentato (diagramma (b))

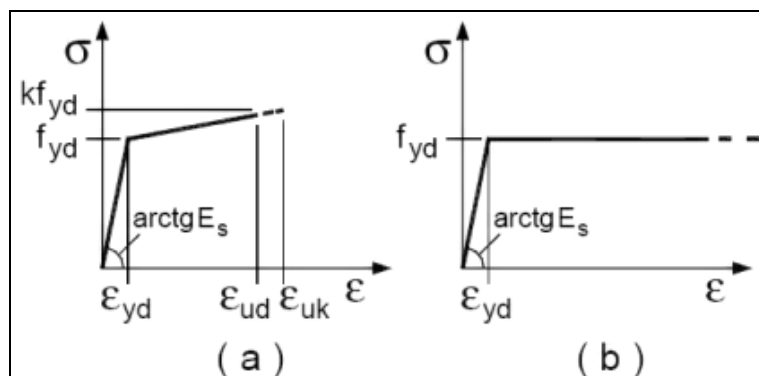


Figura 12b - Modelli di calcolo σ - ε per l'acciaio.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere, comunque, verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa (capitolo 11 del D.M. 17.01.2018) e in base a quanto già indicato al capitolo 4 della presente relazione.

7.1.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

7.1.2.1 Dimensionamento armature longitudinali (verifica flessione)

Allo Stato Limite Ultimo i momenti flettenti sollecitanti di progetto M_{Ed} sono calcolati con i metodi dell'analisi strutturale per i carichi della combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Una sezione inflessa da un momento di progetto di SLU M_{Ed} è verificata se è soddisfatta la relazione:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Per il calcolo dello stato tensionale sono valide le tre ipotesi esposte precedentemente:

Il metodo definisce “*configurazioni deformate di SLU*” di una sezione solo quelle configurazioni in cui almeno uno dei materiali acciaio e calcestruzzo raggiunge la deformazione ultima del proprio diagramma di progetto. Solo tali configurazioni sono

convenzionalmente definite “di stato limite ultimo”.

In flessione le configurazioni deformate di una sezione di interesse allo SLU sono, dunque, tutte e solo quelle in cui la deformazione del calcestruzzo al bordo compresso è pari alla deformazione ultima $|\varepsilon_c| = |\varepsilon_{cu2}|$ mentre la deformazione ε_s dell'acciaio è compresa tra la deformazione nulla $\varepsilon_s = 0$ e la deformazione ultima ε_{ud} . Per le sezioni inflesse sono $N_{Ed} = 0$ e $M_{Ed} \neq 0$. Perché risulti $N_{Ed} = 0$ deve essere (vedi figura 13):

$$C + S' = S \qquad \beta_1 f_{cd} x_u b + \sigma'_s A'_s = \sigma_s A_s$$

L'asse neutro “taglia” la sezione alla profondità x_u , tale valore permette il calcolo della risultante C delle tensioni del calcestruzzo compresso.

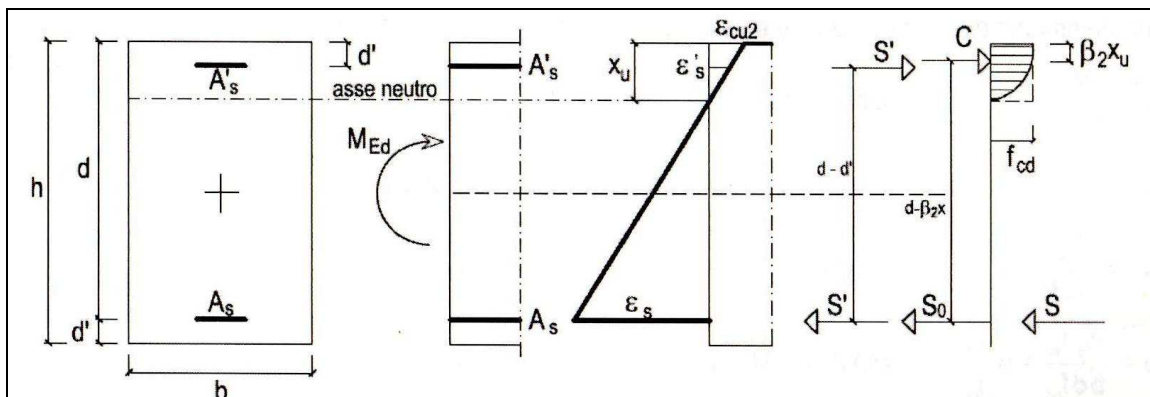


Figura 13.

Il momento resistente di SLU M_{Rd} è somma di due coppie, una coppia calcestruzzo-acciaio $C - S_0$ formata dalla risultante C del calcestruzzo compresso e S_0 di parte dell'armatura tesa il cui braccio di leva è $z = (d - \beta_2 x_u)$, e una coppia $S' - S$ formata dalle risultanti S' dell'armatura compressa e della parte restante dell'armatura tesa, con braccio di leva $(d - d')$ (vedi figura 13):

$$M_{Rd} = C z + S' (d - d') \qquad M_{Rd} = \beta_1 f_{cd} x_u b (d - \beta_2 x_u) + \sigma'_s A'_s (d - d')$$

Avendo come dati le caratteristiche dei materiali acciaio – calcestruzzo e le dimensioni geometriche b, d della sezione considerata, le incognite di progetto sono tre: la larghezza della zona compressa e le aree d'armatura A'_s e A_s . Se si fissa un rapporto A'_s/A_s le due equazioni sopra riportate (una di equilibrio alla traslazione e una di equilibrio alla rotazione) permettono di determinare la larghezza della zona compressa e l'area A_s dell'armatura tesa.

Dal progetto si ottengono quantità teoriche che sono successivamente arrotondate per eccesso. Tale arrotondamento garantisce che la capacità portante M_{Rd} della sezione sia maggiore di quella minima teorica: progetto e verifica costituiscono dunque di fatto un'unica fase.

7.1.2.2 Dimensionamento armature trasversali (verifica taglio)

Le armature trasversali in grado di portare una forza di taglio V sono quelle che, inclinate da 45° a 90° sull'asse longitudinale di un elemento, attraversano l'asse neutro collegando il corrente inferiore teso con il corrente superiore compresso. Tali armature, per essere efficaci, devono essere debitamente ancorate in entrambi i correnti.

Negli elementi privi di armatura trasversale sotto l'effetto dei carichi nascono fessure sub verticali, oltre che nella zona prevalentemente inflessa, anche nella zona di flessione/taglio. In assenza di armature trasversali per il trasferimento della forza di taglio si ipotizza un meccanismo resistente arco-tirante in cui l'arco è costituito dal calcestruzzo compresso e il tirante dalle armature inferiori tese ancorate alle estremità (figura 14a).

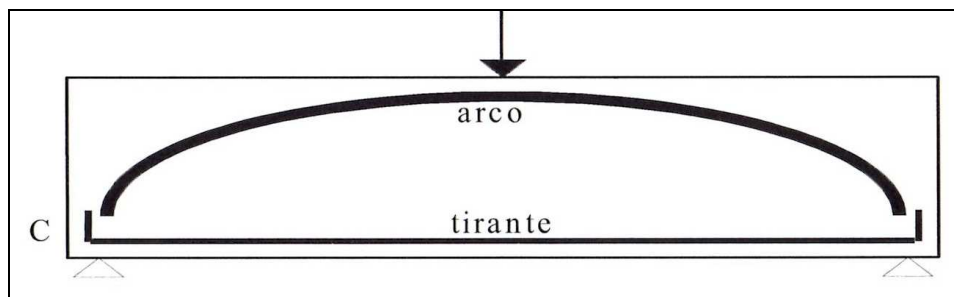


Figura 14a.

Perché il meccanismo arco-tirante sia efficace alle estremità della trave deve essere presente un'adeguata quantità d'armatura al bordo inferiore della sezione. Ipotizzando che il corrente compresso incida nel nodo di estremità con un angolo di 45° , per l'equilibrio nasce nel corrente teso una forza di trazione di intensità pari alla forza di taglio V .

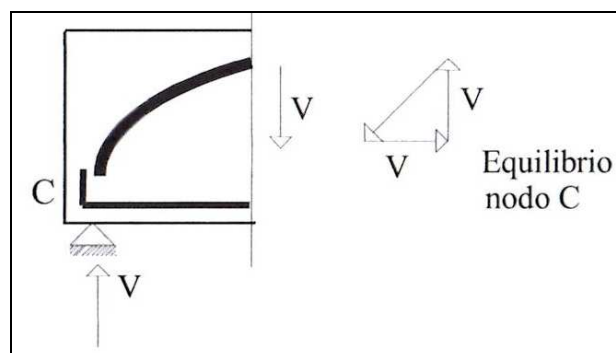


Figura 14b.

La capacità portante V_{Rd} di un elemento non armato a taglio vale (secondo *D.M.* 14.01.2008, paragrafo. 4.1.2.1.3.1):

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Per cui deve essere rispettata la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Per elementi dotati di armatura trasversale (staffe, barre piegate,...) il D.M. 17.01.2018 e l'EC2 schematizzano la trave con una sovrapposizione di reticoli isostatici costituiti ciascuno da bielle di calcestruzzo compresse inclinate dell'angolo θ , bielle tese formate dalle armature trasversali disposte con un angolo α compreso tra 45° e 90° rispetto alla linea d'asse della trave, corrente superiore compresso e corrente inferiore teso (*modello di Morsch – figura 15*).

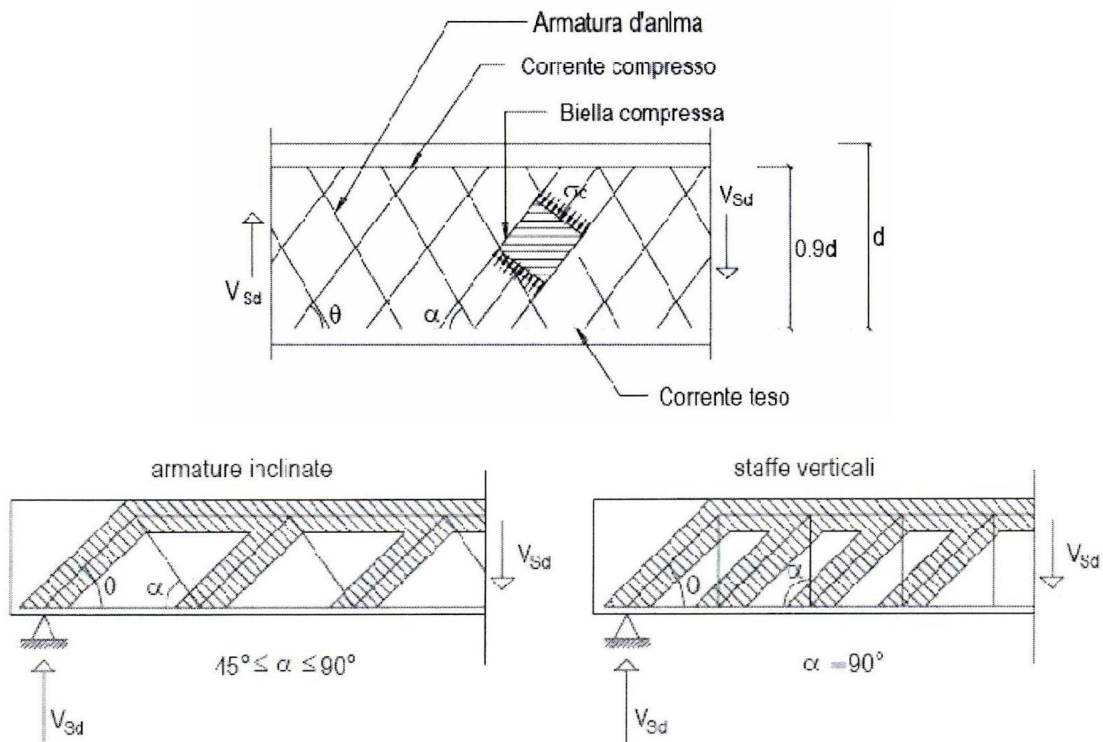


Figura 15.

Le sollecitazioni nelle bielle del reticolo isostatico si calcolano con semplici equazioni d'equilibrio alla traslazione.

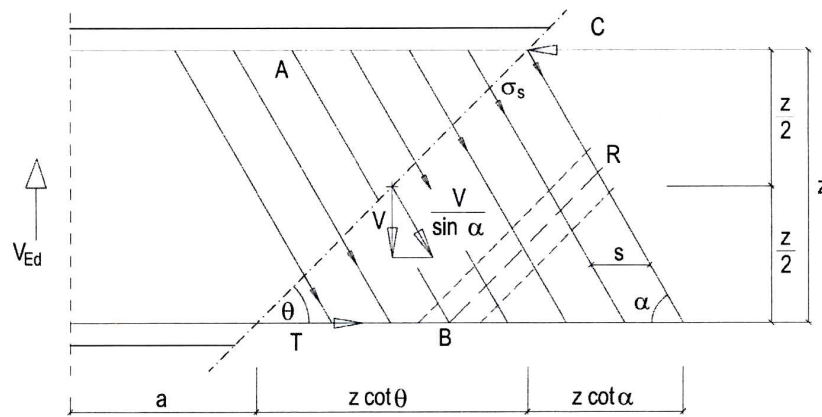


Figura 16.

In base al paragrafo 4.1.2.3.5.2 del D.M. 17.01.2018, l'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio allo SLU agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Le verifiche che devono essere soddisfatte in questo caso sono:

- 1) $V_{Ed} \leq V_{Rdc}$ per la verifica a compressione del calcestruzzo d'anima;
- 2) $V_{Ed} \leq V_{Rds}$ per la verifica a trazione delle armature trasversali;
- 3) $V_{Rds} \leq V_{Rdc}$ per la verifica delle condizioni di duttilità.

7.1.2.3 Verifica a punzonamento

In accordo al paragrafo 4.1.2.3.5.4 delle N.T.C.-2018 solette piene, solette nervate a

sezione piena in corrispondenza di colonne, e fondazioni devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza di pilastri e di carichi concentrati.

Se, sulla base del calcolo, la resistenza a trazione del calcestruzzo sul perimetro efficace non è sufficiente per fornire la richiesta resistenza al punzonamento, vanno inserite apposite armature a taglio aggiuntive. Queste armature vanno estese fino al perimetro più esterno sul quale la resistenza a trazione del calcestruzzo risulta sufficiente. Per la valutazione della resistenza a punzonamento si può fare utile riferimento al *paragrafo 6.4.4 UNI EN1992-1-1* nel caso di assenza di armature a taglio, al *paragrafo 6.4.5* della norma *UNI EN1992-1-1* nel caso di presenza di armature a taglio.

7.1.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Anche se il progetto delle sezioni e delle armature di un elemento inflesso si effettua, di regola, per le sollecitazioni di stato limite ultimo (SLU), la verifica degli stati limite d'esercizio (SLE) può in molti casi limitare le scelte progettuali. Per evitare che una struttura progettata allo SLU non verifichi gli SLE è opportuno tener conto di questi ultimi nel definire i criteri di predimensionamento allo SLU della geometria degli elementi strutturali.

Gli stati limiti d'esercizio di cui tratta il D.M. 17.01.2018 riguardano quelle condizioni d'uso di una struttura che possono avere un risvolto diretto sulla fruibilità, ma non comportano pregiudizio per l'incolumità delle persone.

Valgono le seguenti considerazioni:

- 1) per la minor severità delle conseguenze legate al superamento di uno stato limite di esercizio i coefficienti di sicurezza parziali delle azioni hanno valore $\gamma_F = 1,0$ minore che allo stato limite ultimo. Analogamente per le resistenze si assume $\gamma_M = 1,0$. Il calcolo dunque si basa sui valori "caratteristici" di azioni e resistenze. Per alcune grandezze meccaniche (modulo E, coefficiente di ritiro, ecc.) si adottano, anziché i valori caratteristici, i valori medi.
- 2) Per strutture non precomprese per la verifica di **limitazione delle tensioni** si utilizzano due combinazioni: la *combinazione di carico quasi permanente QP* e la *combinazione di carico caratteristica (rara) CA*. Per lo stato **limite di fessurazione** si utilizza, invece, la *combinazione di carico quasi permanente QP*.
- 3) Per i diversi stati limite di esercizio i valori da non superare sono fissati nella norma di riferimento (D.M. 17.01.2018) o nei capitolati, se legati alle condizioni d'uso di

una particolare opera.

- 4) Per il calcolo degli effetti dei carichi (fessure, deformazioni, tensioni, ecc.) oggetto degli SLE si possono utilizzare modelli basati sul comportamento elastico lineare dei materiali. Per il calcestruzzo armato si può utilizzare il modello della sezione omogeneizzata parzializzata.

7.1.3.1 Verifiche a fessurazione

La presenza di fessure nelle strutture inflesse di calcestruzzo armato non precompresso è inevitabile tanto che è alla base dei modelli di calcolo delle strutture in c.a. (sezioni parzializzate). Ciò nonostante l'ampiezza delle fessure deve risultare limitata, oltre che per ragioni estetiche, soprattutto per non ridurre la protezione delle armature all'aggressività ambientale.

Il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

- $w_1 = 0,2$ mm;
- $w_2 = 0,3$ mm;
- $w_3 = 0,4$ mm.

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella *Tab. 4.1.III del D.M. 17.01.2018* con riferimento alle classi di esposizione definite nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale del Servizio Tecnico Centrale del C.S.LL.P.* – aggiornamento settembre 2017.

Tabella 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili, alle quali appartengono gli acciai da precompressione;
- armature poco sensibili, relative agli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità

alla corrosione.

Nella *Tab. 4.1.IV del D.M. 17.01.2018* sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure w_d , da confrontare con i valori limite indicati nella tabella precedente, è ottenuto applicando la procedura proposta nel *paragrafo C4.1.2.2.4.6 2 febbraio 2009, n. 617 e s.m.i. (Circolare applicativa N.T.C.-2018)*.

Per i manufatti previsti in progetto, caratterizzati da armature poco sensibili e da condizioni ambientali generalmente aggressive verrà, quindi, cautelativamente sviluppata una verifica alla fessurazione, per la condizione “quasi permanente”, con riferimento al limite “ w_1 ”, in modo tale da tenere prudenzialmente in conto i possibili effetti sulle opere dovuti ai ripetuti cicli di gelo e disgelo (tra estate e inverno) e all'azione chimica delle acque, oltre che a possibili difetti esecutivi e riduzioni di copriferro localizzate.

7.1.3.2 Verifiche delle tensioni di esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio è effettuata nelle usuali ipotesi di comportamento lineare dei materiali, trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo teso. Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti indicati nel *paragrafo. 4.1.2.2.5 del D.M. 17.01.2018*.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve, in particolare, rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione di carico quasi permanente.}$$

La massima tensione di trazione per l'acciaio dell'armatura tesa σ_s , deve, invece, rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$$

Nei calcoli per azioni di breve durata può assumersi il valore del modulo di elasticità del calcestruzzo E_c dato dall'equazione 11.2.5 delle N.T.C. – D.M. 17.01.2018, ed un modulo di elasticità dell'acciaio E_s pari a 210.000 N/mm². Tale valore può essere opportunamente ridotto nel caso di fili, trecce e trefoli da cemento armato precompresso.

Nel caso di azioni di lunga durata, gli effetti della viscosità del calcestruzzo si possono tenere in conto riducendo opportunamente il modulo di elasticità E_c mediante l'introduzione del coefficiente di viscosità ϕ definito al *paragrafo 11.2.10.7 delle N.T.C.* in funzione del grado di umidità relativa ambientale.

7.2 Costruzioni in muratura portante

L'analisi e le verifiche statiche e sismiche dei fabbricati in progetto con sistema costruttivo in muratura portante sono state condotte secondo i principi fondamentali e i metodi indicati ai *capitoli 2, 4 e 7 delle N.T.C.-2018.*

In particolare la valutazione globale e le verifiche di sicurezza degli edifici tecnici, trattandosi di “*costruzioni semplici*” come definiti dalle N.T.C., è stata condotta mediante il *metodo di verifica semplificata, sulla base di quanto previsto rispettivamente dai paragrafi 4.5.6.4 (verifiche statiche) e 7.8.1.9 (verifiche sismiche) del D.M. 17.01.2018.*

7.3 Modelli di calcolo e di verifica strutturale

La modellazione e il calcolo finalizzato al dimensionamento e alle verifiche strutturali e geotecniche delle costruzioni principali in progetto, nonché la valutazione della sicurezza globale delle stesse, sono stati effettuati tramite il codice di calcolo numerico agli elementi finiti *Midas Gen*, numero di serie USGW000515, distribuito da Harpaceas S.r.l. di Milano.

Il modello assunto per l'analisi strutturale è costituito da elementi a piastra (plate) opportunamente suddivisi in mesh di calcolo con altezze delle sezioni pari a quelle di progetto. Al modello sono state, quindi, applicate le azioni e i carichi e sovraccarichi per come definiti nella presente relazione e le condizioni al contorno di vincolo in fondazione come definite al *paragrafo 8.2.* Il software ripartisce e calibra in automatico la costante di sottofondo stimata alle dimensioni e alla geometria degli elementi di calcolo e dei relativi nodi elaborando, quindi, le azioni applicate sulla struttura e determinando le sollecitazioni di calcolo secondo le combinazioni di carico previste da normativa.

I risultati delle sollecitazioni di calcolo desumibili dall'elaborazione del modello ad elementi finiti sono stati opportunamente verificati tramite modelli di verifica semplificati con riferimento sia allo stato limite ultimo che agli stati limite di esercizio.

Gli altri manufatti in progetto sono stati, invece, modellati e verificati tramite codici di calcolo semplificati sempre conformemente alle N.T.C.-2018. In tal senso le analisi e i calcoli di verifica delle strutture caratterizzate da una più semplice concezione strutturale, da un limitato sviluppo dimensionale e geometricamente simmetriche, sono stati effettuati, ove possibile, con l'ausilio di modelli numerici semplificati, considerando cautelativamente i vari manufatti di regolazione con schema resistente a sezione verticale ad "U", alla stregua di pareti incastrate in fondazione, riconducendoli, pertanto, ad uno schema statico di tipo "a mensola".

I risultati delle sollecitazioni di calcolo desumibili dall'elaborazione dei suddetti modelli numerici stati opportunamente verificati mediante conteggi speditivi manuali secondo la Scienza delle Costruzioni, con riferimento sia allo stato limite ultimo che agli stati limite di esercizio sia a scopo di riscontro numerico che al fine della **validazione** e della verifica di **attendibilità dei risultati** stessi secondo quanto previsto dal *paragrafo 10.2.1* delle N.T.C..

8. Metodi di calcolo e criteri di verifica geotecnica

Le verifiche di progetto sono state condotte seguendo i criteri dell'ingegneria geotecnica, in particolare secondo il “*metodo dei coefficienti di sicurezza parziali*” applicato all'ingegneria geotecnica come introdotto al *paragrafo 6.2.4 del D.M. 17.01.2018, “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” e dall'Eurocodice 7, “Progettazione Geotecnica” – UNI EN 1997-1.*

Tutte le verifiche geotecniche sono state, inoltre, condotte seguendo i metodi e i criteri previsti dai paragrafi 6.2, 6.3, 6.4, 6.5 delle N.T.C.-2018, seguendo l'Approccio 1 che prevede due combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1, A2), per i parametri geotecnici e la resistenza dei materiali (M1, M2) e per la resistenza globale del sistema (R1, R2) da adottare in funzione del tipo di opera e delle verifiche per essa richieste.

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche nei confronti delle azioni sismiche, verrà, infine, fatto riferimento a quanto disciplinato dal paragrafo 7.11 delle N.T.C.-2018.

Per quanto riguarda la vita nominale delle opere e la classe d'uso delle stesse (*paragrafo 2.4 delle N.T.C.-2018*) in considerazione della tipologia di intervento e la destinazione d'uso delle strutture si assume una vita nominale V_N pari a 50 anni ed una classe d'uso II, così come indicato al *paragrafo 6.1* della presente relazione.

Si evidenzia, infine, che le sollecitazioni scambiate al terreno di fondazione delle opere previste in progetto, non saranno di rilevante entità. In ogni caso si è ritenuto di adottare soluzioni progettuali che consentano una sufficiente garanzia, soprattutto a fronte di eventuali fenomeni futuri di assestamento (cedimento) del terreno di fondazione in rapporto all'esercizio ed alla funzionalità dei componenti impiantistici e/o all'inserimento futuro di eventuali nuove opere e/o elementi architettonici.

8.1 Criteri progettuali e di verifica

L' *O.P.C.M. n. 3274 del 08.05.2003* e le successive *Norme Tecniche per le costruzioni del 17.01.2018* hanno introdotto un nuovo criterio di verifica, basato sugli stati limite, in analogia con quanto già previsto dagli Eurocodici.

Le verifiche a rottura vengono effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in fase statica che in fase sismica, rispettando la condizione

$$Ed \leq Rd \quad (1)$$

dove:

- Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;
- Rd è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà dei materiali e delle sezioni resistenti con i rispettivi valori di progetto.

Le verifiche sono, pertanto, state eseguite con il “*metodo dei coefficienti parziali*” previsto dalle N.T.C.-2018 da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati.

Le caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite “*valori caratteristici*”.

Coefficienti sulle Azioni

γ_G sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli): $G_d = \gamma_G \cdot G$

γ_Q sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli): $Q_d = \gamma_G \cdot Q$

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

- γ_γ sul peso di volume: $\gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$
- γ_ϕ sull'angolo d'attrito (sulla tangente dell'angolo di attrito): $tg\phi_d = \frac{tg\phi}{\gamma_\phi}$
- γ_c sulla coesione efficace: $c'_d = \frac{c'}{\gamma_c}$
- γ_{cu} sulla coesione non drenata: $\gamma_{cu} = \frac{c_u}{\gamma_{cu}}$

Coefficienti parziali per le Resistenze

$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ variabili a seconda del tipo di fondazione o sistema geotecnico.

Nel D.M. 17.01.2018 vengono indicati i seguenti coefficienti parziali di calcolo:

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 10 – Coefficienti parziali per le azioni (A).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 11 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M).

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene, infine, a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R delle tabelle seguenti, variabili in funzione del tipo di opera in esame:

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 12.1 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per fondazioni.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 12.2 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per i muri di sostegno.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 12.3 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per opere in materiali sciolti e fronti scavo.

Le verifiche allo **Stato Limite Ultimo** devono, pertanto, essere effettuate sia nei confronti degli aspetti geotecnici (*SLU di tipo geotecnico – GEO*) sia di quelli strutturali (*SLU di tipo strutturale – STR*) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 10, 11 e 12 (12.1 / 12.2 / 12.3), seguendo i seguenti approcci progettuali:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M1+R2).

Approccio 2:

- Combinazione (A1+M1+R3).

Opere di fondazione di tipo diretto

Per quanto riguarda le **fondazioni di tipo diretto**, le N.T.C.-2018 impongono, in particolare, di verificare che esse siano verificate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale;

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali,

accertando che la condizione (1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica a stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2 (A2+M1+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 10 e 11* per le azioni e i parametri geotecnici e nella *tabella 12.1* per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo sempre conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle suddette e seguendo la combinazione A1+M1+R3 prevista dall'Approccio 2. Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Le verifiche agli stati limite ultimi in condizioni sismiche devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nelle *tabelle 10 e 11*, e imponendo un coefficiente γ_R come previsti dalla *tabella 7.11.II* del *paragrafo 7.11.5.3.1 delle N.T.C.-2018*.

Pareti e muri controterra / muri di sostegno

In base a quanto previsto dal *paragrafo 6.5.3.1.1 del D.M. 17.01.2018*, per le strutture in elevazione progettualmente previste (pareti controterra in c.a. relative a pozzetti e manufatti di contenimento liquidi) si è provveduto ad eseguire le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO):*
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- *SLU di tipo strutturale (STR):*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando sempre che la condizione $E_d \leq R_d$ (1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche di stabilità globale, sempre in riferimento al *paragrafo 6.5.3.1.1. del D.M. 17.01.2018* saranno effettuate secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R2).

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 12, 13 e 14.3.*

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, ovvero determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte terranno in conto, ove potenzialmente presente, del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno.

Si evidenzia che, relativamente alla costruzione in progetto, non sono state effettuate verifiche specifiche a scorrimento e a stabilità globale, in quanto non assimilabili a vere e proprie opere di sostegno, bensì a manufatti interrati confinati da ambo i lati, per i quali, tali tipi di verifiche non assumono significato fisico.

Verifiche di tipo idraulico

Per la verifica di stabilità deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{dove: } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella *Tab. 6.2.III delle N.T.C.-2018*. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(a)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

Tabella 13 – Coefficienti parziali delle azioni (A) per le verifiche idrauliche.

Considerata la tipologia di opere, caratterizzate da manufatti interrati e confinati da ambo i lati, la litologia del terreno in sito nonché la non rilevante potenzialità della falda, la cui quota di soggiacenza, nel caso peggiore, può essere stimata ad almeno 3,0 m rispetto al piano campagna (generalmente, comunque, al di sotto del piano di imposta della maggior parte delle fondazioni in progetto), si è ritenuto congruo non svolgere particolari verifiche in esercizio riguardanti gli *stati limite ultimi di tipo idraulico (sifonamento e sollevamento)* di cui al *paragrafo 6.2.4.2 del D.M. 17.01.2018*, in quanto caratterizzati da scarsa valenza e sussistenza fisica in rapporto alla quota relativa di falda. Può essere, pertanto, ritenuta ragionevolmente giustificata l'omissione di tali tipi di verifiche.

Opere di sostegno provvisoriale (palancole e paratie)

In base a quanto previsto dal *paragrafo 6.5.3.1.2. del D.M. 17.01.2018*, per le opere di sostegno provvisoriale degli scavi (paratie, palancole, diaframmi, ecc.) si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):*
 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - collasso per carico limite verticale;
 - sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- *SLU di tipo strutturale (STR):*
 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia;

accertando sempre che la condizione $E_d \leq R_d$ (1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *Tabelle 10, 11 e 12.3*.

Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2 delle N.T.C.-2018.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 10 e 11*, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità (1.0).

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 delle N.T.C. per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

In tutti i casi, nelle **condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante** devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

Fronti scavo e verifiche di stabilità

Con riferimento alle condizioni statiche e sismiche, le verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) e, in relazione al

capitolo 6.8, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 10, 11 e 12.3*.

La verifica di stabilità sarà, pertanto, superata se il rapporto tra le forze resistenti e le forze agenti (γ_R) risulterà superiore a 1.1.

Il progetto tiene in conto, ove presenti, dell'esistenza di opere e sovraccarichi in prossimità dello scavo, esaminando l'influenza dello scavo sul regime delle acque superficiali garantendo la stabilità e la funzionalità delle costruzioni preesistenti nell'area interessata dai lavori.

Per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere, in generale, prevista un'opportuna armatura di sostegno provvisoria delle pareti di scavo oppure un'adeguata sagomatura del fronte scavo con pendenza tale da rispettare i coefficienti di sicurezza previsti dalle norme tecniche vigenti.

Le verifiche devono essere svolte nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) e nei confronti degli stati limite di servizio (SLE), quando pertinenti. Le azioni dovute al terreno, all'acqua e ai sovraccarichi, anche transitori (per esempio dovuti ai mezzi di cantiere) devono essere calcolate in modo da pervenire, di volta in volta, alle condizioni più sfavorevoli tra quelle corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e all'esercizio dell'opera.

Nelle verifiche di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche possono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1 N.T.C.-2018) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

Si deve, inoltre, tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

Le opere con valenza geotecnica in progetto, ove pertinente e ritenuto necessario sono, inoltre, state verificate nei confronti degli **stati limite di esercizio**, con riferimento a quanto previsto dal *paragrafo 6.2.4.3 del D.M. 17.01.2018*. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti (cedimenti) compatibili e le prestazioni attese per le opere stesse, in relazione all'importanza e all'uso a cui sono destinate.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere, quindi, rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad (2)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

8.2 Iterazione e modellazione terreno – fondazioni

I manufatti previsti in progetto saranno sostanzialmente costituiti da fondazioni di tipo diretto a platea, in grado di distribuire ottimamente ed in maniera uniforme le sollecitazioni trasmesse dalle azioni di calcolo. L'iterazione tra dette strutture di fondazione e il terreno assunta ai fini di calcolo è stata, quindi, rappresentata mediante una schematizzazione su suolo elastico alla Winkler (1867). Sono stati, quindi, utilizzati dei vincoli elastici costituiti da molle traslazionali, reagenti linearmente ed aventi un modulo di reazione verticale k_w variabile in funzione sia della forma e delle dimensioni delle fondazioni che del loro piano di posa (approfondimento) rispetto al piano di riferimento nonché dall'entità dei carichi applicati. Il modulo di reazione orizzontale, per simulare anche l'effetto dell'attrito alla base tra terreno e fondazione, con la conseguente notevole riduzione degli spostamenti in direzione x e y , rispetto a quelli in direzione z , è stato convenzionalmente assunto di un ordine di grandezza superiore rispetto a quello verticale, ovvero pari a circa 3 volte rispetto a quest'ultimo.

Il modello di Winkler, con notevole semplificazione e al solo fine del calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali, caratterizza, quindi, il sottosuolo attraverso una relazione lineare tra il cedimento di un punto dell'interfaccia terreno-fondazione, e la pressione $\sigma_T(x)$ agente nello stesso punto:

$$\sigma_T(x) = k_w \cdot \delta(x)$$

dove k_w [F/L³] è detta “*costante di sottofondo*” o “coefficiente di reazione verticale del terreno” ed è valutabile in funzione del tipo di terreno e $\delta(x)$ è la funzione abbassamento, ovvero cedimento, della fondazione di calcolo. In tal senso la tensione massima trasmessa dalla platea di fondazione sul terreno si ottiene direttamente dall'analisi strutturale moltiplicando l'abbassamento o cedimento massimo di calcolo per la costante di sottofondo k_w di Winkler assunta. Tale valore è direttamente confrontabile con quello di capacità portante della fondazione desunto dalla relazione geotecnica di progetto e calcolato secondo la teoria di Terzaghi e il metodo di Brinch – Hansen, per la condizione di stato limite assunta.

La stima del modulo di reazione verticale del terreno da inserire nel modello numerico è stata effettuata mediante i seguenti metodi:

- utilizzando la formula proposta da *Bowles (1974)* e calcolando l'ipotetico cedimento a tempo infinito (a lungo termine o totale) delle diverse fondazioni in progetto nei confronti dei carichi statici agenti.

$$K_w = 40 \cdot Q_a \cdot FS \cdot (2,54 / \delta) = 40 \cdot Q_{ult} \cdot (2,54 / \delta)$$

dove:

- Q_a è la pressione ammissibile di esercizio sul terreno, pari a Q_{ult} / FS ;
 - Q_{ult} è la pressione ultima del terreno corrispondente ad un cedimento di un pollice;
 - 40 è un coefficiente sperimentale introdotto da *Bowles* corrispondente valevole per il suddetto cedimento limite di un pollice (2,54 cm);
 - FS è il fattore di sicurezza (safety factor), assunto pari a 3;
 - δ è il cedimento di calcolo.
- utilizzando la relazione proposta da *Vesic (1961)* e analoghe successive di bibliografia, in funzione dei parametri di deformabilità del terreno (modulo elastico), coefficiente di Poisson e delle dimensioni della fondazione (larghezza o area):

$$k_w = (1 / B \cdot E) / (1 - \nu^2)$$

o in alternativa:

$$k_w = (\lambda / A^{1/2}) \cdot (1 / (1 - \nu^2)) \cdot E_d$$

dove:

- B è la larghezza della fondazione;
- A è l'area della fondazione;
- λ è un fattore di concentrazione variabile in funzione della geometria della fondazione e dei rapporti tra i lati a e b (in caso di fondazione rettangolare);
- ν è il coefficiente di Poisson, assunto in media pari a 0,3;
- E è il modulo elastico del terreno interessato dalle fondazioni della costruzione, desumibile dai parametri geotecnici caratteristici dei terreni di fondazione tabellati al *paragrafo 3.3* della presente relazione; si evidenzia che nel caso in cui le fondazioni dei manufatti avessero un piano di imposta intermedio o a confine tra differenti unità geotecniche, è stato preso in considerazione il valore medio tra le stesse, riferito ai valori minimi caratteristici individuati;
- E_d è il modulo edometrico, pari a circa $1,2 E \div 1,3 E$ (per $\nu = 0,25 \div 0,30$).

I valori di k_w (o k_s) calcolati per via numerica, sono stati, quindi, confrontati con i

valori proposti sulle principali pubblicazioni di letteratura al fine di un'opportuna omogenizzazione, taratura e verifica di congruità complessiva.

La tabella seguente riporta, quindi, per le opere in progetto i relativi valori della costante di sottofondo stimati secondo le modalità sopra descritte e assunti nei modelli di calcolo:

Sigla manufatto	Costante di sottofondo [kN/m³]
Platea locali tecnici di controllo	≅ 20000
Blocchi di fondazione manufatti di regolazione idraulica	≅ 40000
Platea superficiale manufatti di regolazione idraulica	≅ 5000
Cabine di presa principali	≅ 20000
Pozzetti di testata attraversamenti stradali	≅ 30000

Tabella 14 – Costante di sottofondo applicata per la modellazione dei manufatti in progetto.

8.3 Stima dei cedimenti

Per quanto riguarda la **stima dei cedimenti a lungo termine** considerata la profondità media di imposta delle fondazioni dei principali manufatti in progetto, si potrà fare riferimento al metodo di Burland and Burbidge (1985), valido per terreni incoerenti (sabbie) sulla scorta dei risultati desunti dalle prove penetrometriche dinamiche (Nspt) disponibili in prossimità del sito oggetto dei lavori e in funzione delle dimensioni delle fondazioni e del loro approfondimento medio:

$$\delta = \sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c \quad [mm]$$

dove:

- δ è il cedimento di calcolo, a lungo termine;
- I_c è l'indice di compressibilità, correlato al valore N delle prove penetrometriche dinamiche e pari a: $1,7 / N^{1,4}$; a tal proposito si evidenzia che il valore di Nspt assunto per la stima di tale indice, è stato di volta in volta riferito alla profondità di posa delle fondazioni dei manufatti principali in progetto stimabile da circa 1,0 m a circa 5,0 m rispetto al piano campagna di riferimento, considerando, altresì, la bonifica preliminare del terreno e la contestuale realizzazione dello strato di sottofondo delle fondazioni in misto naturale con funzione di migliorare le caratteristiche dello strato di terreno più

superficiale e direttamente interessato dalle opere di fondazione, al di sotto del quale si determina un progressivo miglioramento delle proprietà geomeccaniche del terreno.

- q è il carico unitario, espresso in kN/m^2 (carico distribuito sulla platea di fondazione dovuto al peso proprio e ai carichi permanenti portati dalla struttura);
- σ'_{v0} è la tensione litostatica nel caso in cui la fondazione sia posta ad una profondità cui corrisponde una tensione di preconsolidazione cautelativamente stimata per un approfondimento del piano di fondazione non superiore al metro;
- B è la larghezza della fondazione la quale determina una corrispondente profondità d'influenza secondo il seguente grafico:

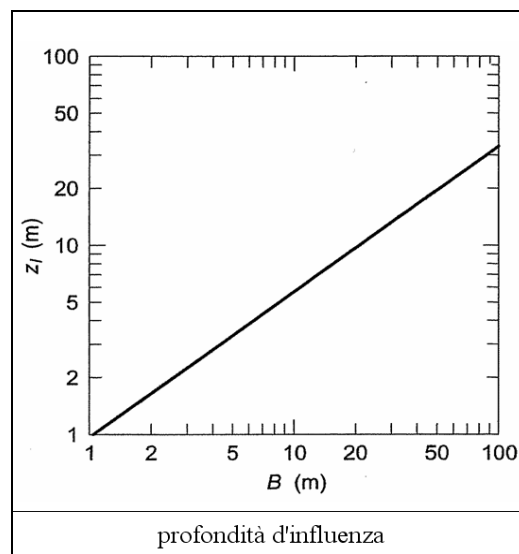


Figura 17 – Grafico per la determinazione della profondità d'influenza in funzione della larghezza della fondazione.

Per quanto riguarda, invece, la **stima dei cedimenti immediati** si può, inoltre, fare riferimento al metodo di Christian e Carrier (1978), secondo la seguente espressione:

$$S_i = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{p \cdot B}{E}$$

dove:

- p è il carico agente in fondazione;
- B è la larghezza della fondazione;
- E è il modulo elastico del terreno.
- μ_0 e μ_1 sono fattori (di forma e di profondità) dipendenti rispettivamente dalla profondità del piano di fondazione e dallo spessore dello strato compressibile (figura 18).

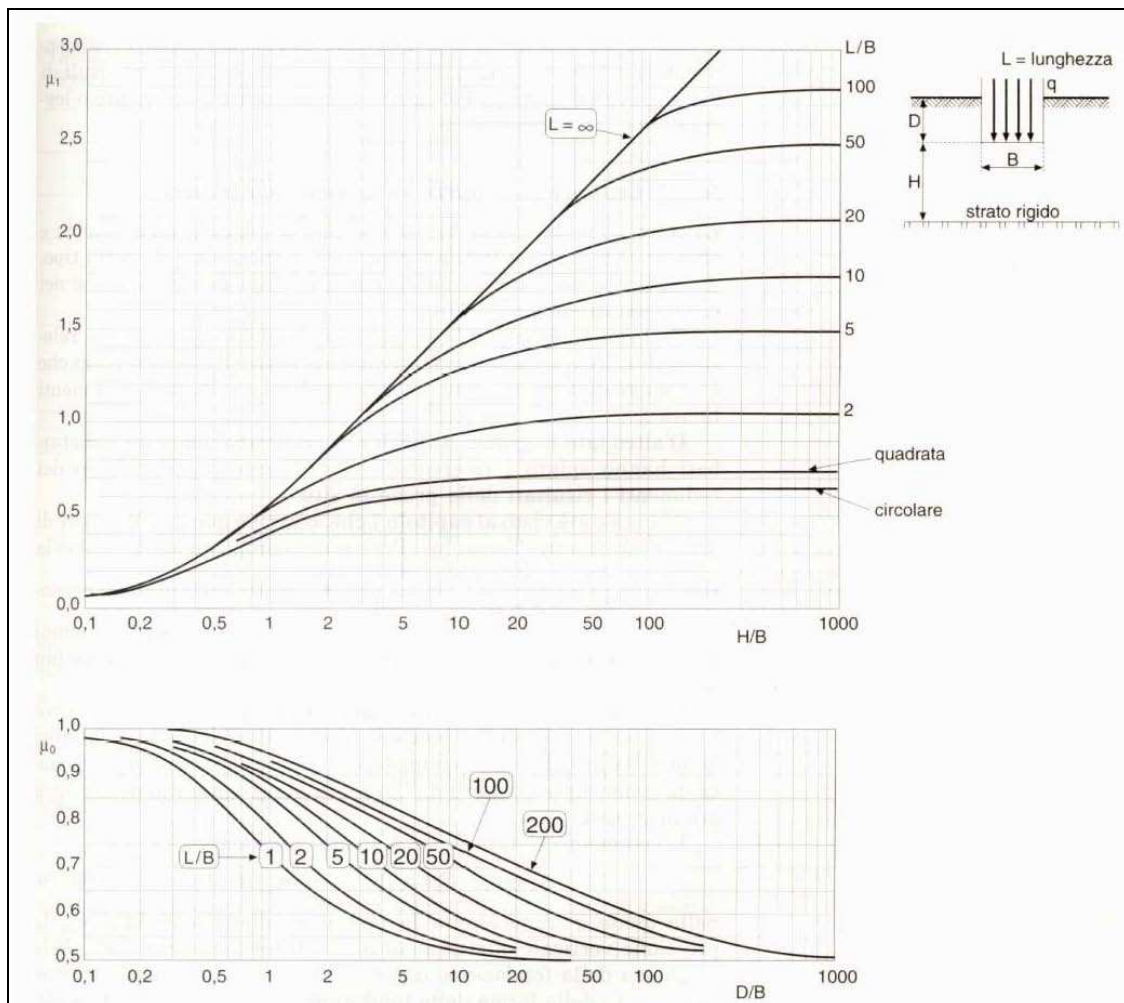


Figura 18 – Coefficienti di forma e di profondità per il calcolo del cedimento immediato.

8.4 Verifica della capacità portante del sistema terreno-fondazione

Per fondazione si intende una struttura adatta a trasmettere il peso della costruzione e le altre forze agenti sulla sovrastruttura al terreno. I carichi trasmessi da una struttura al terreno di fondazione non devono superare la massima resistenza al taglio mobilitabile dal terreno stesso. Nel caso ciò avvenisse la conseguenza sarebbe la rottura degli strati portanti, che si manifesterebbe con ampie deformazioni non tollerabili dalla sovrastruttura.

Il valore della resistenza al taglio massima mobilitabile, e quindi il carico massimo teorico che può essere applicato dal fabbricato, viene definito capacità portante limite del terreno di fondazione. Vengono definite superficiali le fondazioni in cui sia verificata la disuguaglianza:

$$D < 4 B$$

in cui D è la profondità di posa della fondazione dal piano campagna e B la dimensione del lato corto della fondazione stessa.

Il comportamento teorico del terreno di fondazione sottoposto all'applicazione di un carico viene generalmente schematizzato secondo le indicazioni di *Terzaghi (1943)*. Si suppone quindi che, per una fondazione ruvida, nel terreno caricato del peso del fabbricato si possano individuare 3 zone a comportamento meccanico e reologico differente (come indicato nella figura seguente):

1. zona, geometricamente assimilabile ad un cuneo (in figura indicata con il triangolo AEB), in cui il terreno mantiene un comportamento elastico e tende a penetrare negli strati sottostanti, solidalmente con la fondazione; questo cuneo forma un angolo uguale a φ (φ = angolo di resistenza al taglio del terreno su cui poggia la fondazione) rispetto all'orizzontale secondo *Terzaghi*, uguale a $45^\circ + \varphi/2$ secondo *Meyerhof*, *Vesic* e *Brinch Hansen*;
2. zona di scorrimento radiale (in figura, settori AFB e ECB), rappresentabile graficamente da una serie di archi di spirale logaritmica per $\varphi > 0$ o di cerchio per $\varphi = 0$, dove avviene la trasmissione dello sforzo applicato dal cuneo di materiale che costituisce la zona 1;
3. zona che si oppone alla penetrazione del cuneo della zona 1 nel terreno (in figura, triangoli AGF e ECD); si assume teoricamente che assuma la forma di un triangolo isoscele con un'inclinazione dei due lati uguali rispetto all'orizzontale di $45^\circ - \varphi/2$; sulla superficie di questa zona agisce, con effetto stabilizzante, il peso del terreno sopra il piano di posa della fondazione ed altri eventuali sovraccarichi.

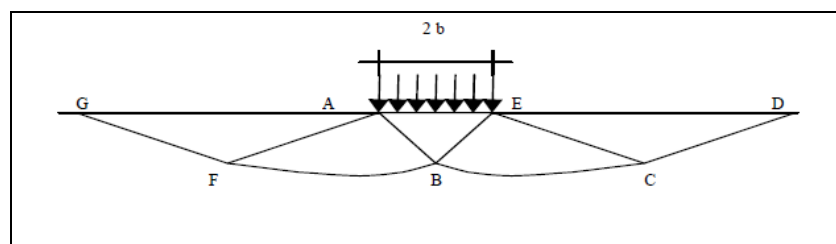


Figura 19 – Schema teorico del comportamento del terreno di fondazione.

Si ha la rottura del terreno di fondazione quando il carico applicato dal cuneo della zona 1 supera la resistenza passiva della zona 3. In questo caso la zona 1 penetrerà nel terreno di fondazione, che tenderà a rifluire lateralmente lungo la zona di scorrimento plastico, dando luogo a rigonfiamenti superficiali.

Si può giungere alla rottura del terreno attraverso tre modalità differenti:

- a) rottura di tipo generalizzato: in terreni addensati e/o consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta rapidamente per piccoli incrementi di deformazione; al superamento della portanza limite il terreno si rompe e subisce grosse deformazioni; riportando in grafico gli sforzi applicati e le deformazioni relative risulta facilmente identificabile il valore della resistenza al taglio massima;
- b) rottura di tipo locale: in terreni sciolti e/o scarsamente consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta gradualmente in relazione a significativi incrementi di deformazione; risulta difficile individuare in questo caso la resistenza al taglio massima, superata la quale si ha la rottura del terreno, in quanto qui il fenomeno avviene con maggiore gradualità;
- c) rottura di tipo intermedio: presenta caratteristiche intermedie fra la rottura di tipo generalizzato e locale.

Numerose sono le relazioni analitiche proposte per valutare la capacità portante di una fondazione superficiale. Le più utilizzate ed attendibili sono quelle di *Terzaghi*, *Meyerhof*, *Vesic* e *Brinch-Hansen*. Tra tutte le suddette formule, quella più corretta da utilizzare nel caso in esame è risultata essere la formula di *Brinch-Hansen*, così come indicato nei recenti Eurocodice 7 (progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali) ed Eurocodice 8 (indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici), valida per terreni sciolti di qualunque natura e per tipologie di fondazione sia superficiali che profonde.

Affinché una fondazione possa resistere al carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati od eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

L'espressione del carico limite risulta:

$$q_{\text{lim}} = A \cdot \gamma \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, Terzaghi passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma. Un ulteriore contributo è stato apportato da Terzaghi sull'effettivo comportamento del terreno.

In un terreno molto sciolto, invece, la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti. Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia, quindi, di prendere in considerazione il valore di carico limite che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{\text{rid}} = \frac{2}{3} \cdot \tan \varphi \text{ e } c_{\text{rid}} = \frac{2}{3} \cdot c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

dove N_c , N_q , N_γ sono i fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio e così definiti:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'}$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$$

Formula di Brinch – Hansen (1970)

Rappresenta un'ulteriore estensione della formula di *Terzaghi*; che prevede l'introduzione di una serie di coefficienti correttivi che tengono conto di vari fattori, espressa dalla seguente formula generale:

$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

- N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio e precedentemente definiti;
- s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;
- i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- d_c, d_q, d_γ = fattori dipendenti dalla profondità "D" del piano di posa della fondazione;
- g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna.

La formula di *Brinch – Hansen* vale per qualsiasi rapporto D/B, quindi, sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità:

Per valori di D/B < 1

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

Per valori di D/B > 1

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattore di forma (formulazioni in riferimento ai risultati ottenuti da De Beer):

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} \qquad s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi' \qquad s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

NB: nel caso di fondazione nastriforme i suddetti coefficienti risultano pari all'unità.

Fattore di inclinazione di carico:

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot g \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot g \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

Fattore di inclinazione del piano di fondazione:

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2 \qquad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'} \qquad b_\gamma = b_q$$

con α = angolo di inclinazione del piano di fondazione.

Fattore di inclinazione del terreno (piano campagna):

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2 \qquad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi'} \qquad g_\gamma = g_q$$

con ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE

Nel caso di fondazioni su terreni a grana fine, per le difficoltà legate alla previsione degli incrementi di pressione neutra, è prassi condurre l'analisi in termini di *tensioni totali*.

Essa viene definita “*analisi a breve termine*” e il criterio di rottura assunto per il terreno è quello di un materiale puramente coesivo, dotato di una resistenza non drenata $\tau_f = c_U$.

L'applicazione dei teoremi della plasticità fornisce la soluzione esatta del coefficiente di capacità portante N_c :

$$N_c = 2 + \pi$$

ed il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$q_{\text{lim}} = c_U \cdot N_c \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + q$$

dove:

- c_U : coesione non drenata;
- q : pressione litostatica totale sul piano di posa;

Fattore di forma (De Beer, 1967; Vesic, 1970):

$$s_c^0 = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \text{ per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c^0 = 1.2 \text{ per fondazioni quadrate o circolari}$$

Fattore correttivo per l'inclinazione del carico (Vesic, 1975):

$$i_c^0 = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_U \cdot N_c}$$

Fattore di profondità (Mayerhof, 1951; Skempton, 1951; Brinch-Hansen, 1971):

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \frac{D}{B} \text{ (per } D \leq B)$$

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B} \text{ (per } D > B)$$

Fattore d'inclinazione della base (Brinch-Hansen, 1971):

$$b_c^0 = 1 - \frac{2\alpha}{2 + \pi}$$

Fattore d'inclinazione del piano campagna (Brinch-Hansen, 1971):

$$g_c^0 = 1 - \frac{2\omega}{2 + \pi}$$

Nel caso, infine, in cui il piano campagna sia inclinato occorre aggiungere all'equazione il seguente ulteriore termine:

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot \left(1 - 0.4 \frac{B}{L}\right) \cdot (-2\omega)$$

Fattori correttivi sismici:

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono, infine, introdotti i seguenti fattori correttivi (*Paolucci & Pecker*):

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi'}\right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32k_h$$

$$z_\gamma = z_c$$

dove k_h è il *coefficiente sismico orizzontale* definito al *paragrafo 6.4* della presente relazione.

8.5 Verifiche a scorrimento

Per le verifiche a scorrimento delle opere di sostegno in progetto il valore dell'azione di calcolo E_d è la componente parallela al piano di posa $H_d = T_{max}$ del carico risultante in fondazione, da confrontare con la componente parallela al piano di posa della forza che esprime la resistenza del terreno:

$$H_d \leq R_d = \frac{N_d \tan \delta_d}{\gamma_R}$$

dove δ_d rappresenta l'angolo di attrito tra fondazione e terreno, che viene assunto pari a $2/3$ dell'angolo di attrito del terreno di calcolo φ_c .

8.6 Verifiche a ribaltamento

Per le verifiche geotecniche a ribaltamento delle opere di sostegno in progetto, deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante o ribaltante M_r , combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), non sia maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti M_s :

$$M_r \leq M_s$$

Le azioni stabilizzanti nei confronti del ribaltamento sono dovute, in particolare, al peso proprio dell'opera e al peso del terreno di ricoprimento gravante sulla suola di fondazione di monte, ove presente. Tali azioni generano, nel complesso, un momento stabilizzante riferito al fulcro di rotazione alla base della fondazione, nei confronti del possibile ribaltamento.

Le verifiche in argomento, in relazione a quanto specificato al paragrafo 6.5.3.1.1 delle N.T.C., sono state svolte secondo lo stato limite ultimo di equilibrio di corpo rigido (EQU) adottando i coefficienti parziali sulle azioni della *tabella 2.6.I del D.M. 17.01.2018* e adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M2) definiti nella *tabella 6.2.II* delle N.T.C..

8.7 Verifiche di stabilità delle opere di sostegno e dei fronti scavo

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti, sulla sommità o al piede di pendii naturali, oppure l'esecuzione di opere provvisorie per il sostegno provvisorio degli scavi, richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché siano garantite le necessarie condizioni di resistenza e di deformabilità delle opere durante il loro esercizio e in base alla funzionalità per esse prevista, in modo tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza e di funzionalità progettualmente previste. Tali verifiche riguardano, in particolare, sia la stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno sia la stabilità dei fronti scavo durante la fase di esecuzione delle opere e per la posa delle condotte idriche in progetto.

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno sarà verificata in relazione alla funzione prevista per l'opera di sostegno: nella situazione finale, a reinterro avvenuto, nel caso di opere definitive (es. muri di sostegno) oppure nella situazione transitoria di cantiere nel caso di opere temporanee (palancole o paratie provvisorie). La verifica dei fronti scavo farà, invece, riferimento alla condizione transitoria di cantiere. Entrambe le verifiche saranno trattate in termini di tensioni efficaci considerando, ove potenzialmente presente, un sovraccarico uniformemente distribuito sul ciglio superiore dello scavo pari a 10,0 kN/m² e della presenza della falda a – 3,0 m dal piano campagna.

L'analisi delle condizioni di stabilità in condizioni sismiche, ove applicabile, è svolta mediante metodo pseudo-statico, in riferimento al *paragrafo 7.11.3.5.2* delle N.T.C.-2018. L'azione sismica è, quindi, rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile,

dipendente dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) del sito;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella *tab. 7.11.1* delle N.T.C. al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

I metodi di calcolo utilizzati per tali verifiche sono quello di *Bishop (1955)* per le paratie/palancole e quello di *Jambu ("Stability analysis of slopes with dimensionless parameters" – 1954)* per i fronti scavo. L'analisi di stabilità adottata dai suddetti metodi è quella dell'*equilibrio limite globale*. La verifica si conduce, quindi, esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, la si suddivide in conci la parte instabile, studiando dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale.

Le ipotesi del metodo in questione sono:

- il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- in condizioni di rottura la resistenza al taglio è completamente mobilitata lungo la superficie di scorrimento, tranne che nella fascia di terreno interessata da eventuali tension-crack;
- il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- la resistenza al taglio è espressa dal criterio di *Mohr-Coulomb*: $\tau = c' + \sigma'_n \cdot \operatorname{tg} \varphi'$;
- la superficie di scorrimento è cilindrica per il metodo di Bishop ed irregolare per il metodo di Jambu;
- l'analisi è effettuata in condizioni bidimensionali.

Nell'utilizzare tali metodi di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale. In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato, quindi, dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia (“*Metodo delle strisce*”).

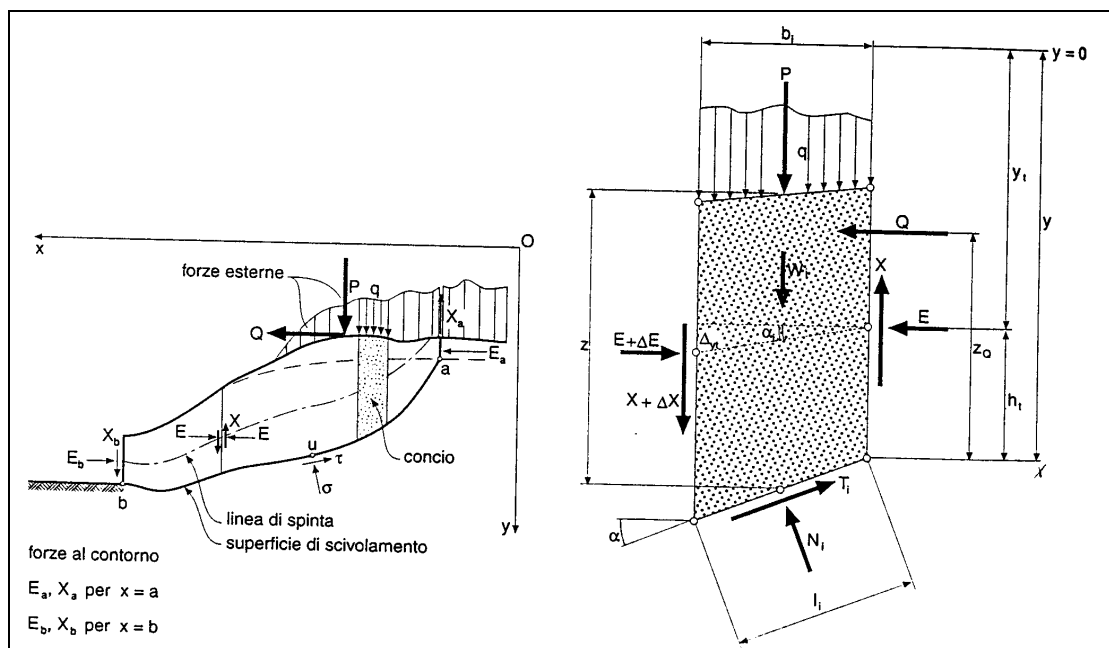


Figura 20 – Schematizzazione di calcolo del “metodo delle strisce”.

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $(5n-2)$ così composte:

- n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base;
- $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E);
- $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale;
- n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza (valore minimo).

Dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $(2n-2)$ incognite sovrabbondanti e, quindi, il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a

tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a seconda del metodo di calcolo considerato.

8.7.1 Opere di sostegno provvisoriale

Il progetto prevede l'infissione di palancole metalliche per il sostegno provvisorio temporaneo degli scavi in progetto.

Le **palancole provvisorie** previste in progetto sono state, in particolare, considerate del tipo “a mensola”, ovvero libere, utilizzando il metodo di calcolo previsto dalla teoria di *Blum* (1943). Il problema è trattato in stato di deformazione piana con la paratia considerata come struttura rigida e il terreno con comportamento di tipo rigido-plastico. Il legame pressioni spostamento è, pertanto, del tipo rigido-plastico; il valore delle pressioni di contatto è indipendente dall'entità degli spostamenti e dalle modalità con cui la parete si muove. Vengono definite lungo la parete i valori limiti che le pressioni di interazione possono assumere; detti valori sono determinati avvalendosi dei coefficienti di spinta attivi e passivi della teoria della spinta delle terre.

In base alla metodologia di calcolo suddetta si assume, quindi, che il diagramma di pressioni nette abbia un andamento crescente fino al punto di rotazione “C” assunto ad una profondità $i_0 = 0,8 \times i$, e che la risultante “R” delle pressioni di compenso (uguali a quelle aggiunte dalla parte passiva) e quelle al di sotto del centro di rotazione “C”, sia applicata proprio nel punto di rotazione.

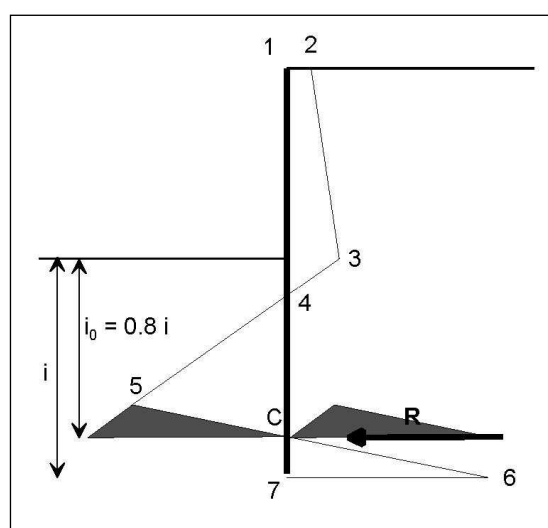


Figura 21 – Schematizzazione di calcolo paratia/palancola con il metodo di Blum.

La stabilità dell'opera viene, quindi, garantita calcolando la profondità di infissione (i)

= 1,2 x i₀) tale da soddisfare un opportuno coefficiente di sicurezza.

Il fattore di sicurezza globale è definito come la profondità di infissione effettiva sulla profondità di infissione reale ad un fattore di sicurezza pari a 1, utilizzando la stessa configurazione di pressione. Si determina, quindi, la quota della paratia dove il momento agente eguaglia il momento resistente; tale quota è impostata come la profondità necessaria per avere un $FS_{\text{rotazione}} = 1.0$. In questo modo, le forze orizzontali non sono in equilibrio e, per paratie stabili, la resistenza passiva è più grande di quella attiva (il taglio sulla paratia non è automaticamente bilanciato). Si calcola, quindi, il fattore di sicurezza globale rapportando i momenti resistenti e agenti e anche un fattore di sicurezza all'infissione basato sulla profondità della paratia o della palancola.

Per quanto riguarda la stima del **coefficiente di reazione orizzontale k_s** , sulla scorta delle risultanze dei sondaggi geotecnici effettuati in sito nonché delle stratigrafie disponibili, si è fatto riferimento ai valori caratteristici proposti da *Bowles* (Fondazioni – 1988) e, quindi, alle correlazioni proposte da *Vesic* (1961) legando il modulo di reazione al modulo elastico del terreno E_s , con una relazione del tipo:

$$k_s = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \nu)}, \quad \text{con } \nu \text{ modulo di Poisson}$$

Ipotizzando una fascia di terreno “B” interessata dalla deformazione a monte e a valle della paratia, in condizioni di deformazione piana e nell’ipotesi che variazioni di tensione orizzontale non determinino variazioni di tensione verticale significative.

La determinazione di “B” è stata fatta con riferimento al metodo proposto da *Bauer* (1984) per terreni incoerenti (in analogia al metodo di *Peck*), finalizzato alla previsione dei cedimenti verticali del piano campagna a monte dell’opera di sostegno, in funzione della profondità di scavo e del grado di addensamento (densità relativa o angolo di attrito) del terreno. Si veda a tal proposito la figura seguente:

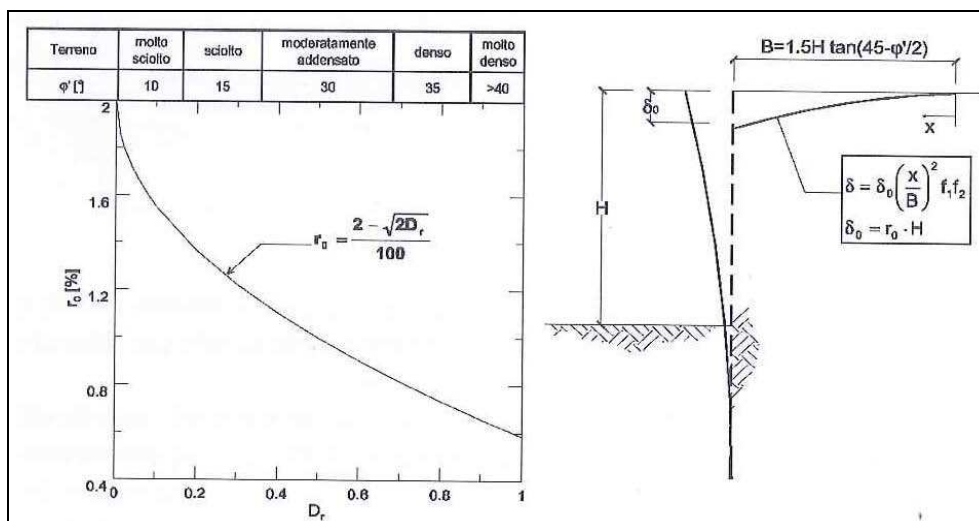


Figura 22 – Previsione dei cedimenti in terreni incoerenti – metodo di Bauer.

Terreno	k_s [kN/m ³]
Sabbia sciolta	4800÷16000
Sabbia mediamente compatta	9600÷80000
Sabbia compatta	64000÷128000
Sabbia argillosa mediamente compatta	32000÷80000
Sabbia limosa mediamente compatta	24000÷48000
Terreno argilloso	
$c_u \leq 200$ kPa	12000÷24000
$200 \leq c_u \leq 400$ kPa	24000÷48000
$c_u > 400$ kPa	> 48000

Tabella 15 – Valori caratteristici del modulo di reazione orizzontale – Bowles.

Si evidenzia, infine, che, trattandosi di opere provvisoria temporanee (*opere di tipo 1 ai sensi delle N.T.C.-2018*), con funzione e vita utile esclusivamente rapportate alla fase costruttiva di cantiere ed alla durata realizzativa dello specifico intervento (inferiore a 2 anni), in conformità a quanto previsto al *paragrafo 2.4.1* delle N.T.C.-2018, non sono state considerate le azioni di tipo sismico. Le verifiche svolte sono state, quindi, finalizzate ad accertare che:

- gli spostamenti in esercizio dell'opera di sostegno provvisoria in progetto siano compatibili con la sua funzionalità cantieristica e con le condizioni di sicurezza degli scavi, mantenendosi sempre entro i valori limite di normativa ($\cong 1/200 H = 0,005 H$);
- le massime tensioni indotte sulle membrature della paratia risultino inferiori rispetto ai valori ammissibili dell'acciaio impiegato per la loro realizzazione: S355 (acciaio tipo Fe 510 – tensione di snervamento 355 N/mm²).

8.7.2 Fronti scavo per l'esecuzione delle opere

Con riferimento alle ipotesi e al metodo di calcolo descritti in precedenza il coefficiente di sicurezza FS di un pendio in un terreno omogeneo dotato di un certo grado di coesione ($c \cong c'$; $\varphi \cong \varphi'$), può essere espressa con la seguente relazione:

$$FS = \frac{N_{cf} \cdot c}{\gamma \cdot H}$$

dove:

N_{cf} = numero di stabilità;

c = coesione drenata (c');

γ = peso di unità di volume del terreno;

H = altezza dello scavo.

Il numero di stabilità N_{cf} può essere ricavato in forma grafica attraverso l'abaco riportato in *figura 23* seguente:

Tale numero di stabilità viene ad essere funzione dell'inclinazione del fronte scavo (β) e del fattore adimensionale λ_{cf} , ottenuto dall'espressione:

$$\lambda_{cf} = \frac{\gamma \cdot H \cdot \text{tg} \varphi'}{c'}$$

dove:

c = coesione drenata del terreno (c');

φ = angolo di attrito del terreno;

γ = peso di unità di volume del terreno;

H = altezza dello scavo.

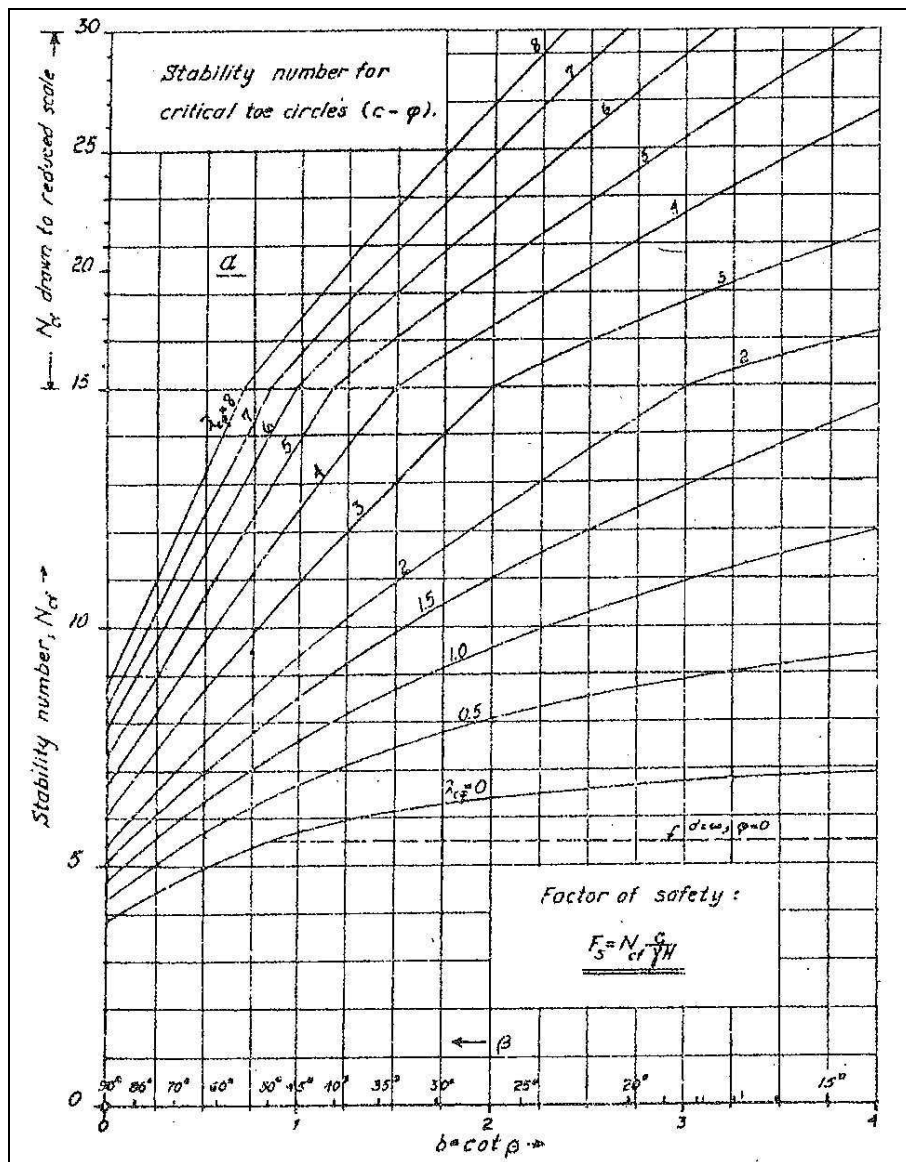


Figura 23 – Numero di stabilità per $\varphi > 0$.

Con l'impiego, quindi, dei grafici nella figura 24 si possono individuare le coordinate del centro del cerchio critico.

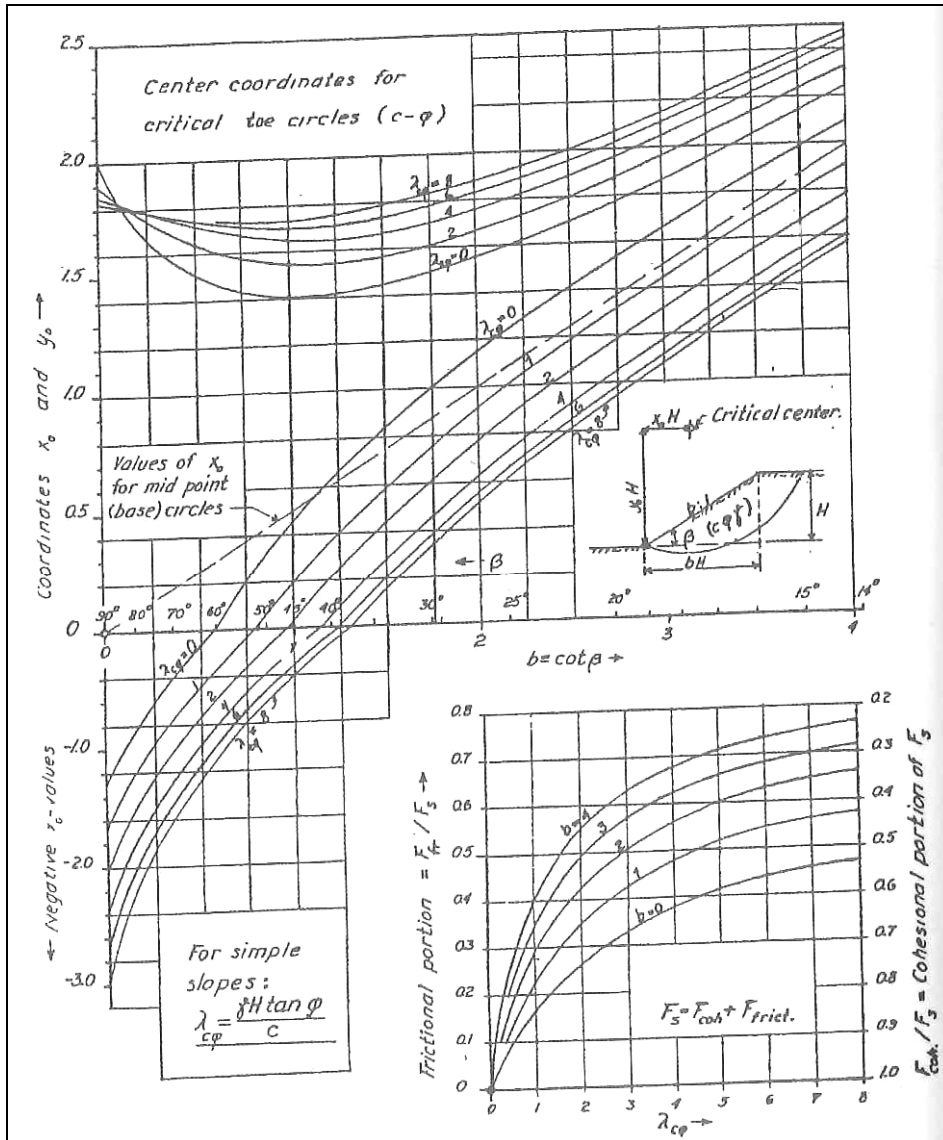


Figura 24 – Centro del cerchio critico per $\varphi > 0$.

Nel caso di fronte scavo o pendio con presenza di falda (pendio sommerso, pendio saturo con falda prossima al piano campagna o pendio con presenza di moto di filtrazione), l'analisi può essere svolta, in maniera analoga, con le seguenti espressioni:

$$FS = \frac{N_{cf} \cdot c}{\gamma_1 \cdot H}$$

$$\lambda_{cf} = \frac{\gamma_2 \cdot H \cdot \text{tg} \varphi'}{c'}$$

Modificando opportunamente i valori dei pesi di unità di volume del terreno presenti nelle suddette formule. In particolare si avranno i seguenti possibili casi (figura 25):

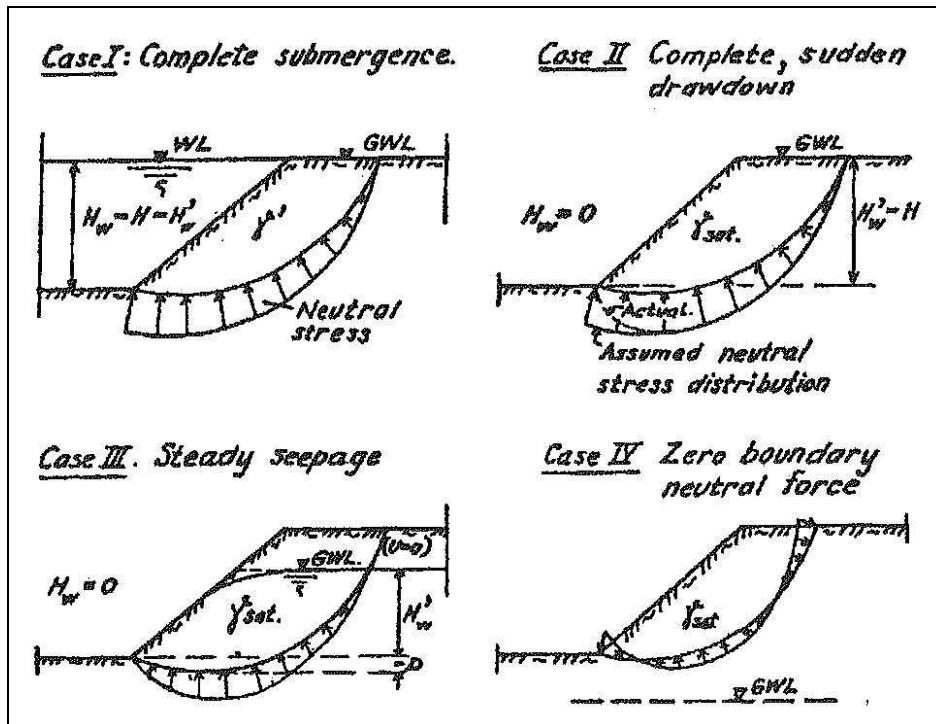


Figura 25 – Illustrazione delle possibili condizioni limite in presenza di falda.

- pendio sommerso: $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma - \gamma_w$
- pendio saturo con falda prossima al piano campagna: $\gamma_1 = \gamma$; $\gamma_2 = \gamma - \gamma_w$
- pendio con presenza di moto di filtrazione: $\gamma_1 = \gamma$; $\gamma_2 = \gamma - \gamma_w (H'_w/H)$.

Nei casi di pendio parzialmente sommerso il coefficiente di sicurezza è dato, quindi, dalla seguente espressione:

$$FS = \frac{\mu_w \cdot N_{cf} \cdot c}{\gamma_{sat} \cdot H - \gamma_w \cdot H_w}$$

dove:

N_{cf} = numero di stabilità;

c = coesione drenata del terreno (c');

γ_{sat} = peso di unità di volume del terreno in condizioni sature;

H = altezza dello scavo;

H_w = altezza di falda;

μ_w = coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto della sommersione.

Il valore del coefficiente adimensionale μ_w viene ricavato dalla figura 26 seguente ed è funzione del rapporto H'_w/H e dall'inclinazione dello scavo β , mentre il valore di N_{cf} si ricava sempre dal grafico di figura 23 assumendo per λ_{cf} il seguente valore:

$$\lambda_{cf} = \frac{(\gamma_{sat} H - \gamma_w H'_w) \cdot \text{tg} \varphi'}{c' \cdot \mu_w}$$

con μ'_w ricavato dal grafico di figura 26 noti β e H'_w/H .

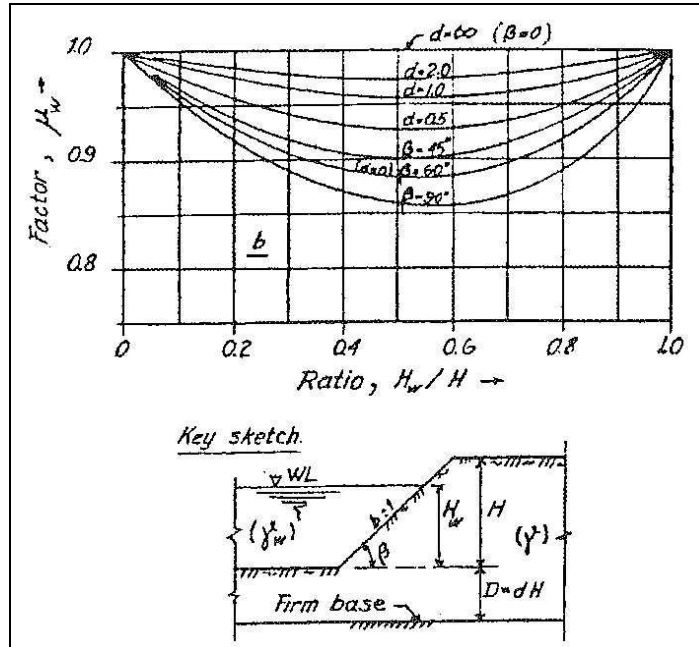


Figura 26 – Fattore riduttivo μ_w .

Nel caso, infine, di presenza di sovraccarico in sommità del pendio o del fronte scavo, combinato con eventuale sommersione ed eventuale tension-crack, si avrà la seguente configurazione:

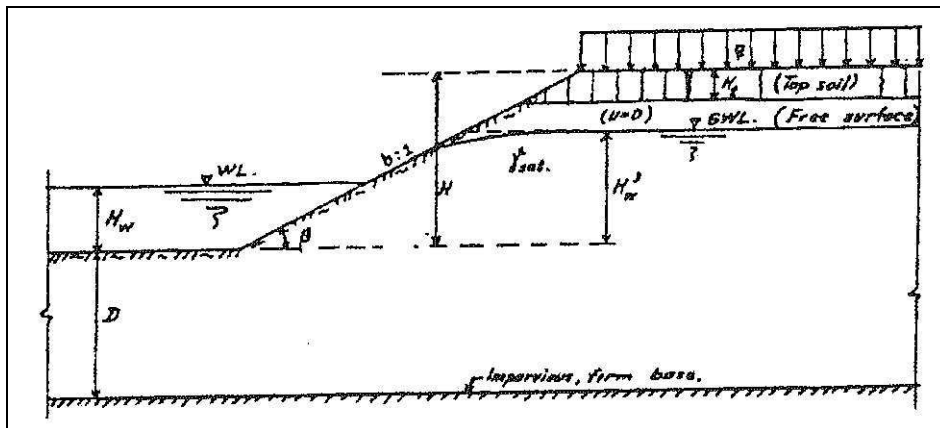


Figura 27 – Combinazione di sovraccarico, sommersione, tension-crack e filtrazione.

In tal caso il coefficiente di sicurezza assume la seguente espressione:

$$FS = \frac{N_{cf} \cdot c}{\gamma_1 \cdot H}$$

con il valore di λ_{cf} dato da:

$$\lambda_{cf} = \frac{\gamma_2 \cdot H \cdot \text{tg} \varphi'}{c'}$$

con:

$$\gamma_1 = \frac{\gamma_{sat} H + q - \gamma_w H_w}{\mu_w \mu_q \mu_t} \quad \gamma_2 = \frac{\gamma_{sat} H + q - \gamma_w H_w'}{\mu_w' \mu_q}$$

Per la valutazione dei coefficienti μ_w , μ_q e μ_t si utilizzeranno le figure 26 e 28 e 29 seguenti:

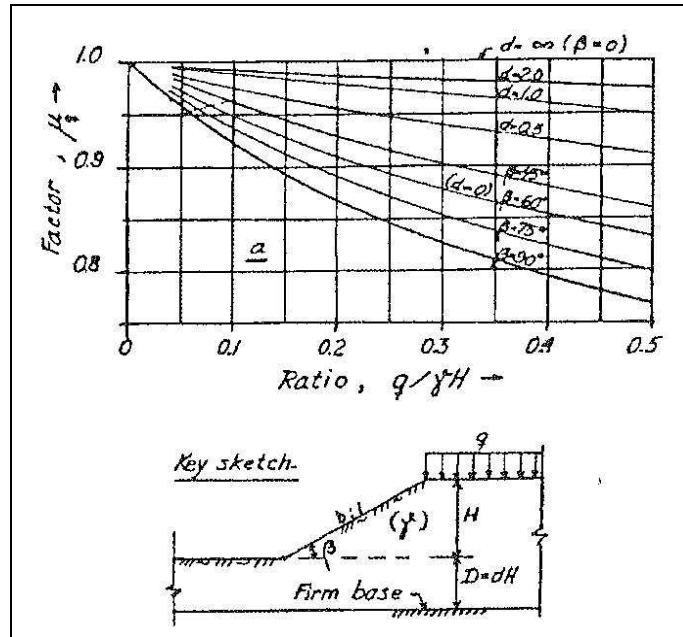


Figura 28 – Fattore riduttivo μ_q .

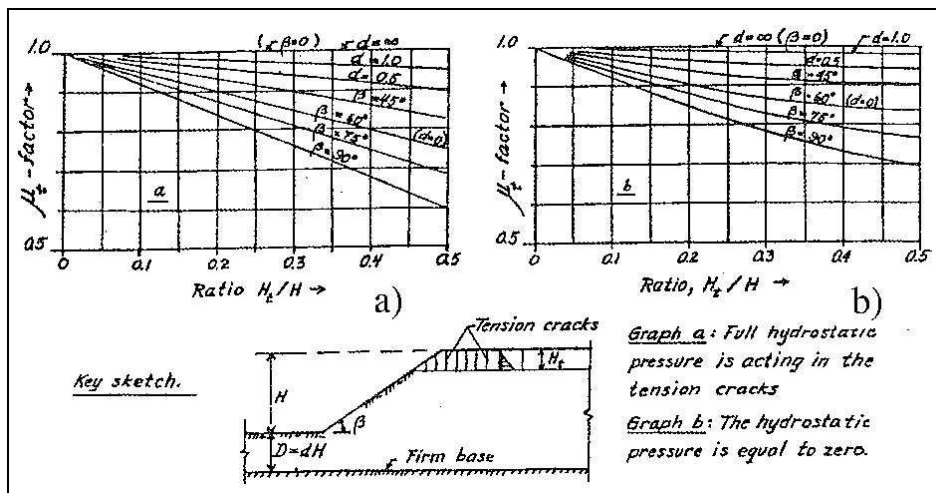


Figura 29 – Fattore riduttivo μ_t .

8.8 Modelli di calcolo e di verifica geotecnica

Le verifiche a **capacità portante e la stima dei cedimenti** sono state effettuate con fogli di calcolo semplificati e, relativamente ai manufatti principali di regolazione idraulica ed ai pozzetti di testata degli attraversamenti stradali, aggiuntivamente mediante il codice di calcolo numerico agli elementi finiti *Midas Gen 2019*, utilizzato per la modellazione strutturale generale degli stessi. I risultati relativi alla stima dei cedimenti delle fondazioni ottenuti con il modello di calcolo agli elementi finiti sono stati, inoltre, opportunamente confrontati con quelli ottenuti applicando i modelli semplificati sia a scopo di riscontro numerico che al fine della validazione e della verifica di attendibilità dei risultati stessi secondo quanto previsto dalle N.T.C. In tal senso si può, dunque, evidenziare una sostanziale congruità dei valori di cedimento immediato di calcolo a meno di una limitata ed accettabile tolleranza massima di circa il 10%.

La modellazione e le verifiche pertinenti alle **palancole atte alla stabilizzazione temporanea degli scavi** per la realizzazione dell'attraversamento stradale n. 2, sono state condotte in riferimento ai metodi riportati al *paragrafo 8.7.1* e mediante l'utilizzo del codice di calcolo *ProSheet 2.2*, fornito da *ArcelorMittal*, per analisi di paratie di sostegno libere (a mensola) o ancorate (libere o vincolate al piede) mediante la teoria di *Blum*. La stabilità dell'opera viene garantita calcolando la profondità di infissione ($i = 1,2 \times i_0$) tale da soddisfare un opportuno coefficiente di sicurezza.

Il calcolo è stato effettuato ipotizzando uno sviluppo indefinito dell'opera di sostegno provvisoria tanto da rendere ininfluenti gli effetti di bordo. Il calcolo è, quindi, riferito ad una striscia di palancola o paratia di lunghezza unitaria, valutando il comportamento dell'opera di sostegno configurazione finale di cantiere.

Le **fasi di analisi della modellazione dello scavo** possono essere le seguenti:

- **Fase zero:** la simulazione numerica di un generico problema geotecnico richiede generalmente che sia prevista una fase zero coincidente con la configurazione geostatica a riposo nella quale viene riprodotto lo stato tensionale supposto esistente nel terreno prima di ogni intervento. La configurazione zero deve prevedere uno step di carico in cui tutti gli elementi terreno siano presenti e bilanciati tra monte e valle; la quota di scavo coincide inoltre con la quota del piano di campagna e la freatica a monte e a valle sono alla stessa quota. La soluzione relativa a questo primo step porta ad un campo di spostamenti nodali ovunque nullo e quindi ad uno stato tensionale nullo negli elementi trave che simulano i diaframmi. Negli elementi terreno vi sarà per contro uno stato

tensionale non nullo ma relativo a condizioni indisturbate, cioè la pressione verticale funzione della quota del piano di campagna e dei sovraccarichi ed una pressione orizzontale legata alla precedente attraverso il coefficiente di spinta a riposo. Alla pressione orizzontale così calcolata si sommano gli effetti di pressioni iniziali dovute a sovraccarichi concentrati calcolate sulla base di formule della teoria dell'elasticità. Si suppone in pratica che l'inserimento della parete, prima dello scavo, perturbi di poco lo stato tensionale nel terreno.

- **Una o più fasi di scavo:** un passo dell'analisi incrementale coincidente con l'abbassamento della quota di fondo scavo viene simulato come segue. Viene assegnata, per questo passo, una quota di fondo scavo inferiore a quella dei passi precedenti. Il codice di calcolo rimuove automaticamente gli elementi terreno al di sopra della quota di fondo scavo, perturbando la configurazione di equilibrio nella fase precedente. L'equilibrio viene ristabilito, con una procedura iterativa, a prezzo di una variazione del quadro deformativo. Se non è possibile raggiungere una nuova configurazione rispettosa sia dell'equilibrio che della condizione di rottura del terreno, il processo iterativo non converge. In tutte le fasi di scavo è stata prevista l'applicazione di un sovraccarico distribuito per simulare lo stazionamento e il transito di mezzi d'opera e/o materiali / attrezzature di cantiere e, nel caso specifico, anche l'azione idrostatica dell'acqua.

I valori dei **coefficienti di spinta attiva k_a e passiva k_p** sono calcolati automaticamente in ogni fase ipotizzando un angolo d'attrito terra-parete non nullo, col metodo di Coulomb secondo le seguenti equazioni:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' + i)}{\cos(\beta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

dove:

h = altezza della parte interrata di parete;

φ' = angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno;

β è l'inclinazione del paramento dell'opera di sostegno rispetto alla verticale;

δ è l'angolo di attrito tra parete (paratia) e terreno;

i è l'inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale.

Quando il profilo del terreno è irregolare, il programma calcola il coefficiente di spinta attiva e passiva applicando il metodo di Coulomb iteratamente a ciascun tratto caratterizzato dalla stessa pendenza. Questa procedura è chiamata, appunto, “*metodo dei cunei*” e fornisce i coefficienti che massimizzano e minimizzano, rispettivamente, la spinta a monte e a valle:

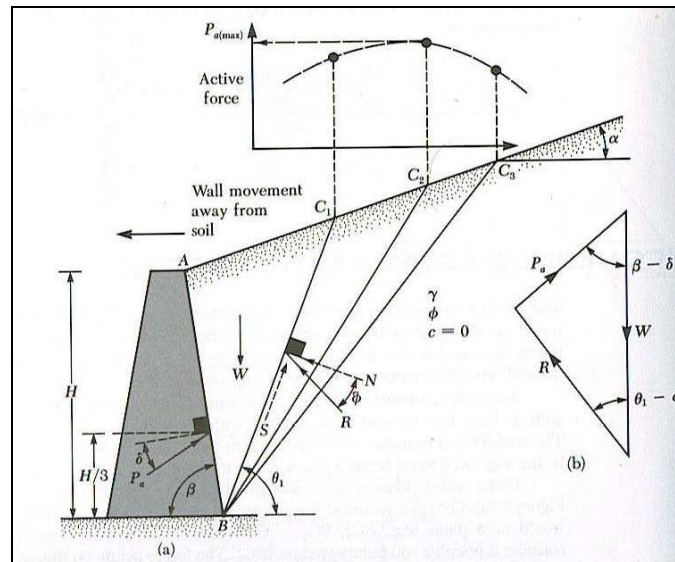


Figura 30 – Ricerca del cuneo di spinta attiva col metodo di Coulomb.

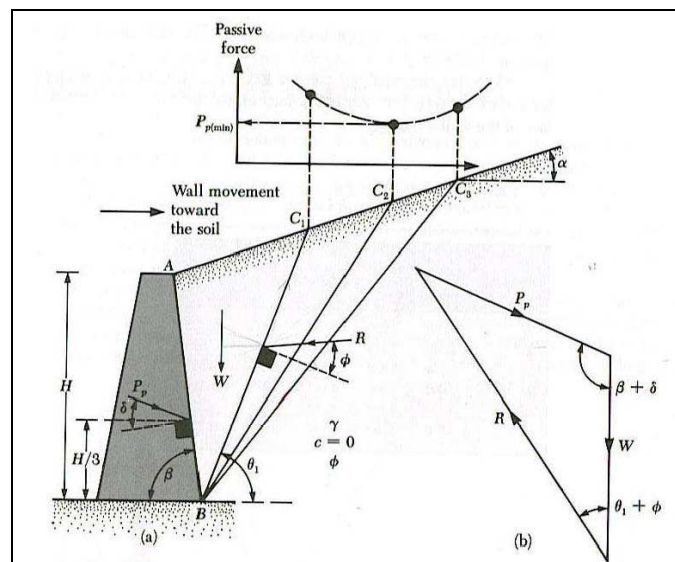


Figura 31 – Ricerca del cuneo di spinta passiva col metodo di Coulomb.

Il coefficiente k_p può essere calcolato anche con il metodo di *Lancellotta (NAVFAC – 1971)*.

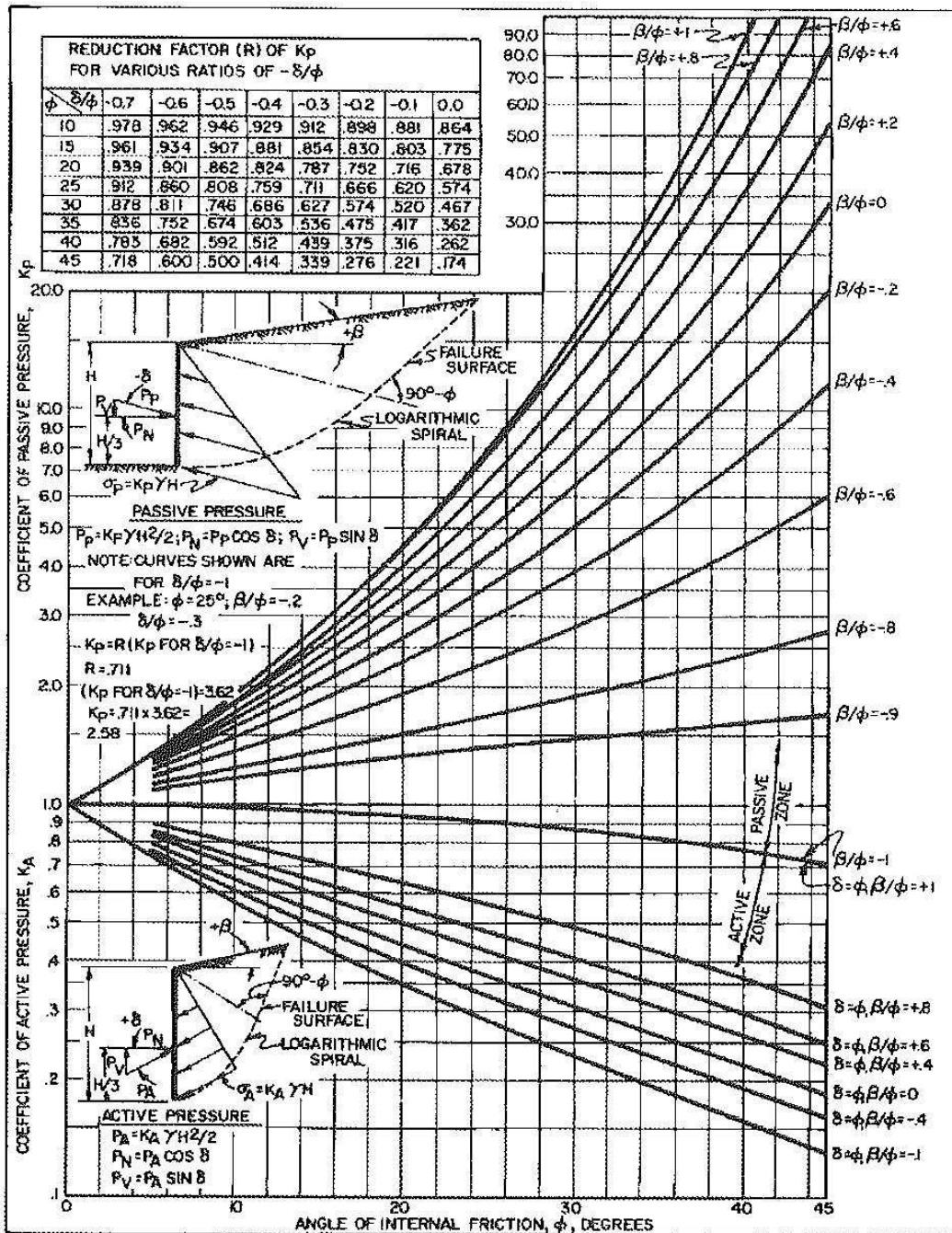


Figura 32 – Grafico NAVFAC (1971) per il calcolo dei coefficienti di spinta del terreno.

Il coefficiente di spinta a riposo è, infine, calcolato secondo la seguente nota espressione (Jaky – 1936):

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi')$$

Le verifiche di stabilità dei fronti scavo sono state effettuate con fogli di calcolo semplificati in relazione alla metodologia riportata al paragrafo 8.7.2.

Le verifiche a liquefazione sono state, infine, svolte in riferimento ai metodi semplificati di tipo deterministico descritti al successivo capitolo 10, al quale si rimanda.

9. Risultati di calcolo e verifiche strutturali e geotecniche

Il presente capitolo riporta la sintesi dei risultati di calcolo e di dimensionamento geotecnico e strutturale a stato limite ultimo e di esercizio pertinenti alle principali opere in progetto. Sono, inoltre, trattate, le verifiche di stabilità delle opere provvisorie a sostegno degli scavi nonché dei fronti scavo per la posa delle condotte di adduzione idrica; sono, infine, previste le pertinenti verifiche di stabilità dei blocchi di ancoraggio previsti in corrispondenza dei principali nodi di regolazione idraulica in progetto.

I dimensionamenti e le verifiche sono stati svolti sulla base dei metodi di analisi e di calcolo indicati ai *capitoli 6, 7 e 8* della presente relazione e in ottemperanza alla presente fase di progettazione ai sensi del D.Lgs. 50/2016 e ss.mm.ii. e del D.P.R. 207/2010 e ss.mm.ii.. Le armature di calcolo e le sezioni di progetto sono state, inoltre, conformate ai dettagli costruttivi previsti dai *paragrafi 4.1.6 e 7.4.6* delle N.T.C. e relativa Circolare applicativa.

I risultati dettagliati delle elaborazioni di calcolo sviluppate tramite il modello ad elementi finiti, comprensive dei dati di input, output e dell'analisi modale, sono riportati nei pertinenti **tabulati di calcolo allegati** alla presente relazione ai sensi del *paragrafo 10.2.1* delle N.T.C.-2018.

9.1 Manufatti principali di regolazione idraulica

Il sistema di regolazione delle portate derivate dalla Diga Ogliastro attualmente è gestito attraverso la movimentazione in loco degli organi all'uopo predisposti rispettivamente nel Torrino Diga Ogliastro, Torrino Margherito e presso la Vasca Caltagirone. La funzionalità del sistema prevede la presenza contemporanea degli operatori nei tre siti al fine di gestire l'erogazione della portata derivata in funzione sia delle esigenze di turnazione sia a quelle idrauliche in funzione dell'andamento e della distribuzione dei carichi piezometrici.

Il progetto prevede la rifunzionalizzazione globale dei tre suddetti nodi idraulici principali, mediante la realizzazione di nuovi edifici di regolazione della portata e controllo della pressione di esercizio, ubicati subito a monte dei torrini o della vasca e dotati di idrovalvole di riduzione della pressione, misuratore elettromagnetico, filtro a Y, pressostato, giunti di smontaggio, valvole a farfalla e tubazioni di scarico di sicurezza; tali manufatti avranno, pertanto, l'obiettivo di sostituirsi ai torrini o alla vasca di regolazione medesimi, ottimizzando, nel contempo, sia la gestione dell'erogazione delle portate irrigue in funzione dei carichi piezometrici che l'efficienza di distribuzione idrica.

I manufatti saranno sostanzialmente interrati ed interamente realizzati in c.c.a. gettato in opera, in modo tale da costituire un sistema di blocchi di ancoraggio delle condotte sulle quali verranno ubicati gli organi elettromeccanici di controllo summenzionati ed una platea superiore di collegamento e ripartizione dei carichi di esercizio trasferiti dalle selle di appoggio delle condotte di regolazione idraulica. A seconda del nodo considerato sono previsti due differenti sistemi di riduzione della pressione:

- **tipologia “A”**: a tre linee di regolazione, per i torrini Ogliastro e Margherito;
- **tipologia “B”**: a due linee di regolazione, per la vasca di Caltagirone.

Le fondazioni dei manufatti, in entrambe le tipologie, saranno di tipo misto ovvero integrate, in corrispondenza delle porzioni di platea superiore non sottesa da blocchi di ancoraggio, da micropali di fondazione \varnothing 180 mm, costituiti da tubolari in acciaio classe S355 DN 139,7 mm x 8 mm (sp.). I micropali saranno posizionati sulla proiezione verticale delle selle di appoggio dei tratti fuori terra delle condotte di regolazione, con la funzione di limitare i cedimenti differiti a medio-lungo termine e di omogenizzare il più possibile i cedimenti di tipo differenziale dovuti sia al differente piano di imposta delle fondazioni dei blocchi rispetto alla platea superiore che alla diversa rigidità strutturale degli stessi. Peraltro le operazioni di scavo per la realizzazione dei blocchi di fondazione a quota di circa - 3,5 m da p.c., produrranno necessariamente la rimozione del terreno vergine al di sotto della futura platea superiore, con il conseguente annullamento del grado di consolidazione naturale. Tale accorgimento costruttivo, con la contestuale realizzazione di uno strato di sottofondazione in materiale inerte (spaccato di cava o misto naturale) compattato meccanicamente, consentirà, quindi, di rendere il più possibile compatibili ed omogenei i cedimenti differenziali attesi a medio-lungo termine tra le varie porzioni di struttura, a garanzia della corretta funzionalità in esercizio delle apparecchiature elettromeccaniche supportate.

Per la rappresentazione grafica si rimanda alle specifiche tavole progettuali: *serie 10.1, 10.2 e 10.3.*

9.1.1 Modello di calcolo e sintesi dei risultati

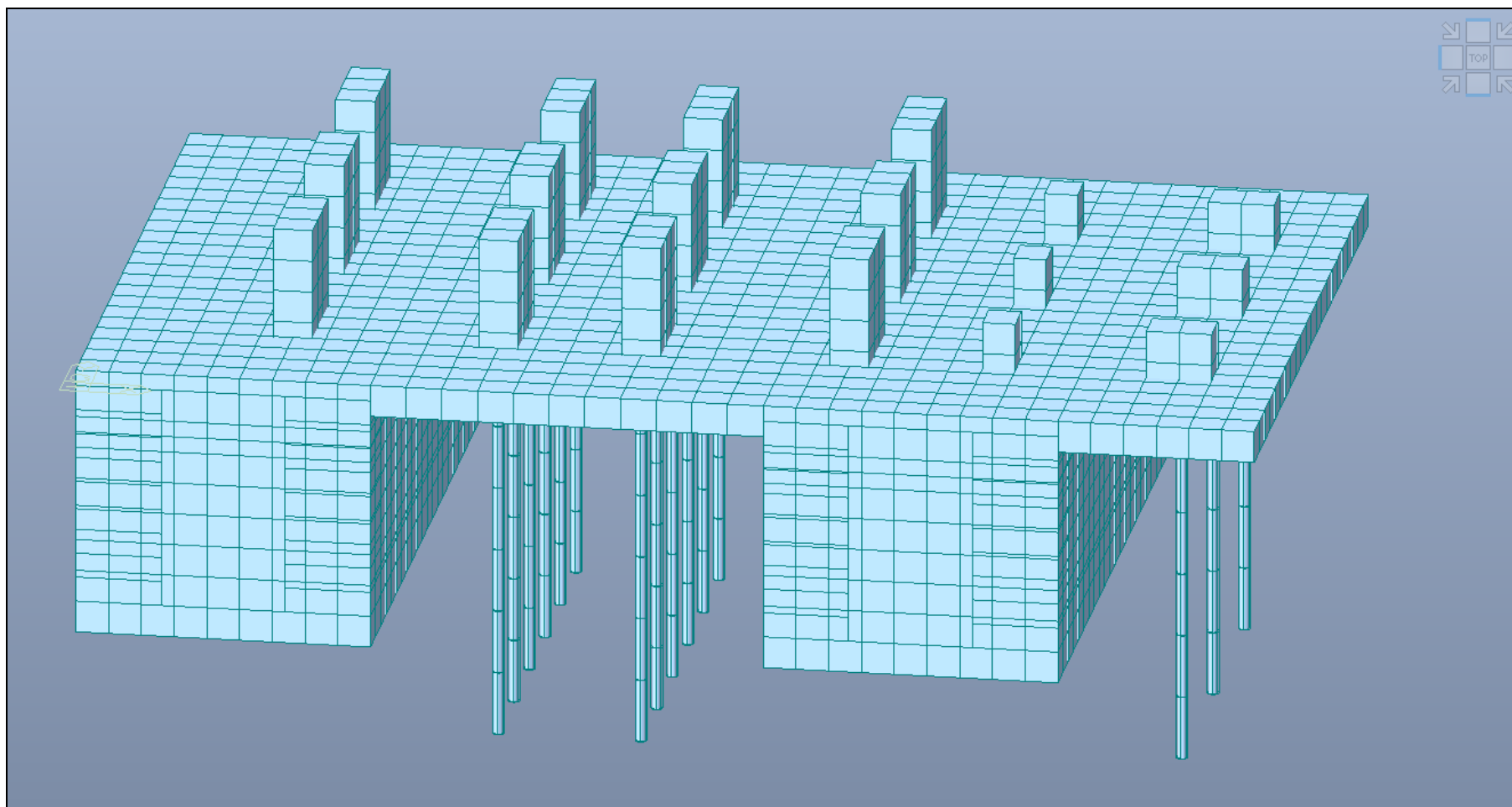
Vengono nel seguito riportati, per ciascuna tipologia costruttiva individuata al paragrafo precedente, il modello di calcolo ed i principali risultati, con l'involuppo delle sollecitazioni massime a stato limite ultimo (combinazioni fondamentale e sismica) e a stato limite di esercizio (combinazione rara), nonché la stima dei cedimenti a SLE e delle pressioni massime trasferite al terreno di fondazione a SLU. A seguire sono, quindi, sviluppate le

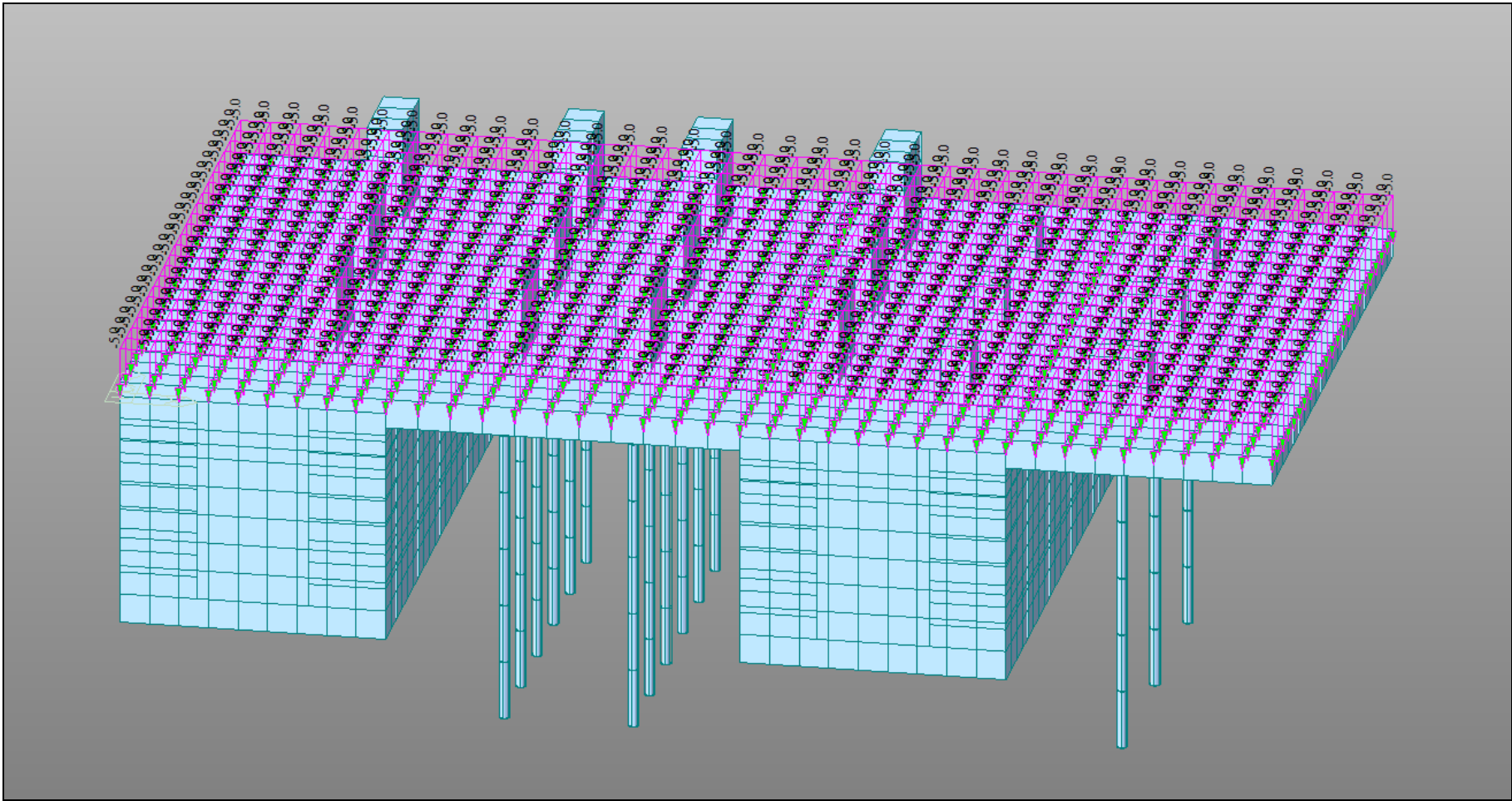
verifiche strutturali a SLU e a SLE ai sensi delle N.T.C., relativamente alle porzioni principali delle costruzioni ed alle sezioni maggiormente sollecitate della platea superiore, le quali sono da ritenersi comuni ed equivalenti per entrambe le tipologie costruttive.

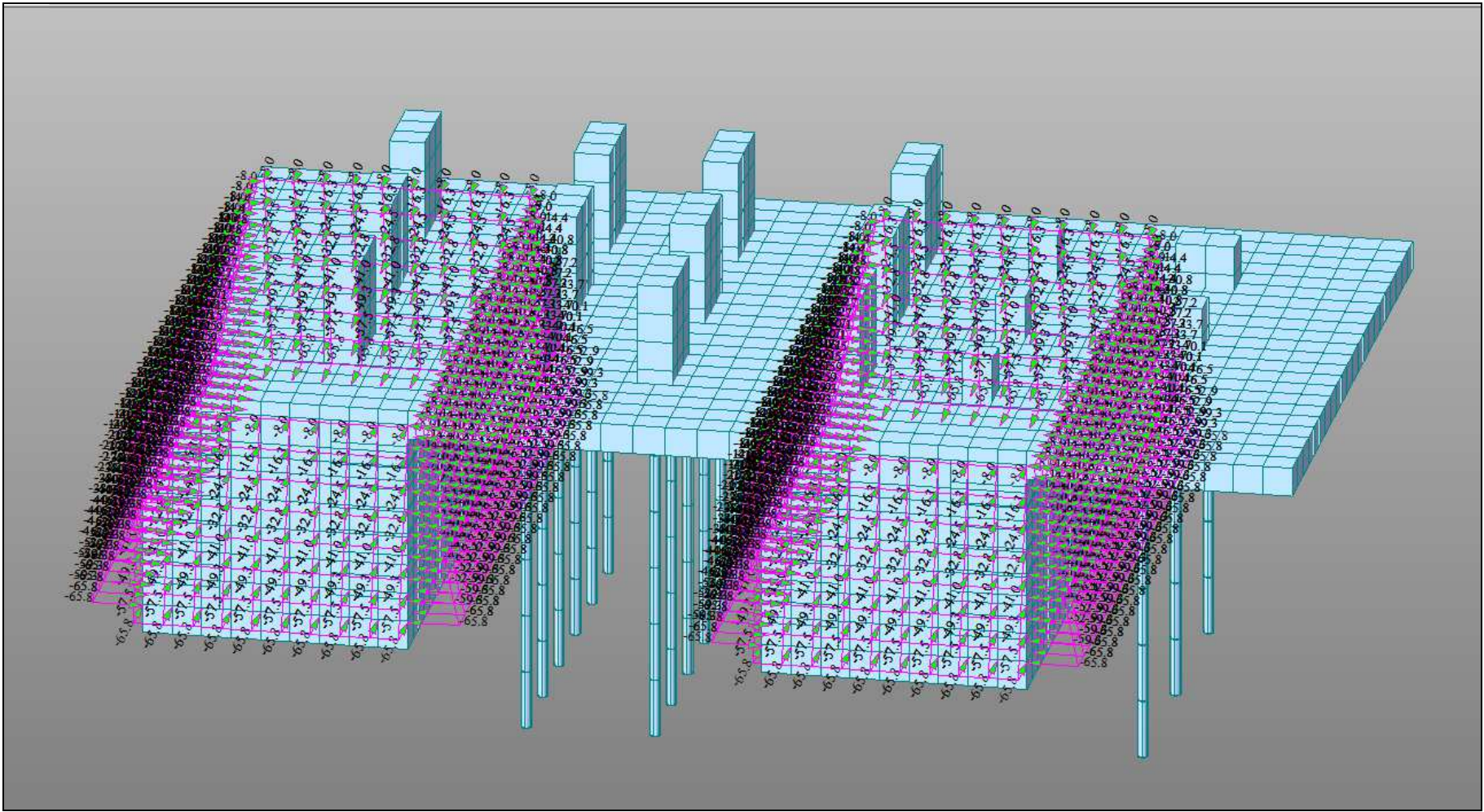
MANUFATTI DI REGOLAZIONE

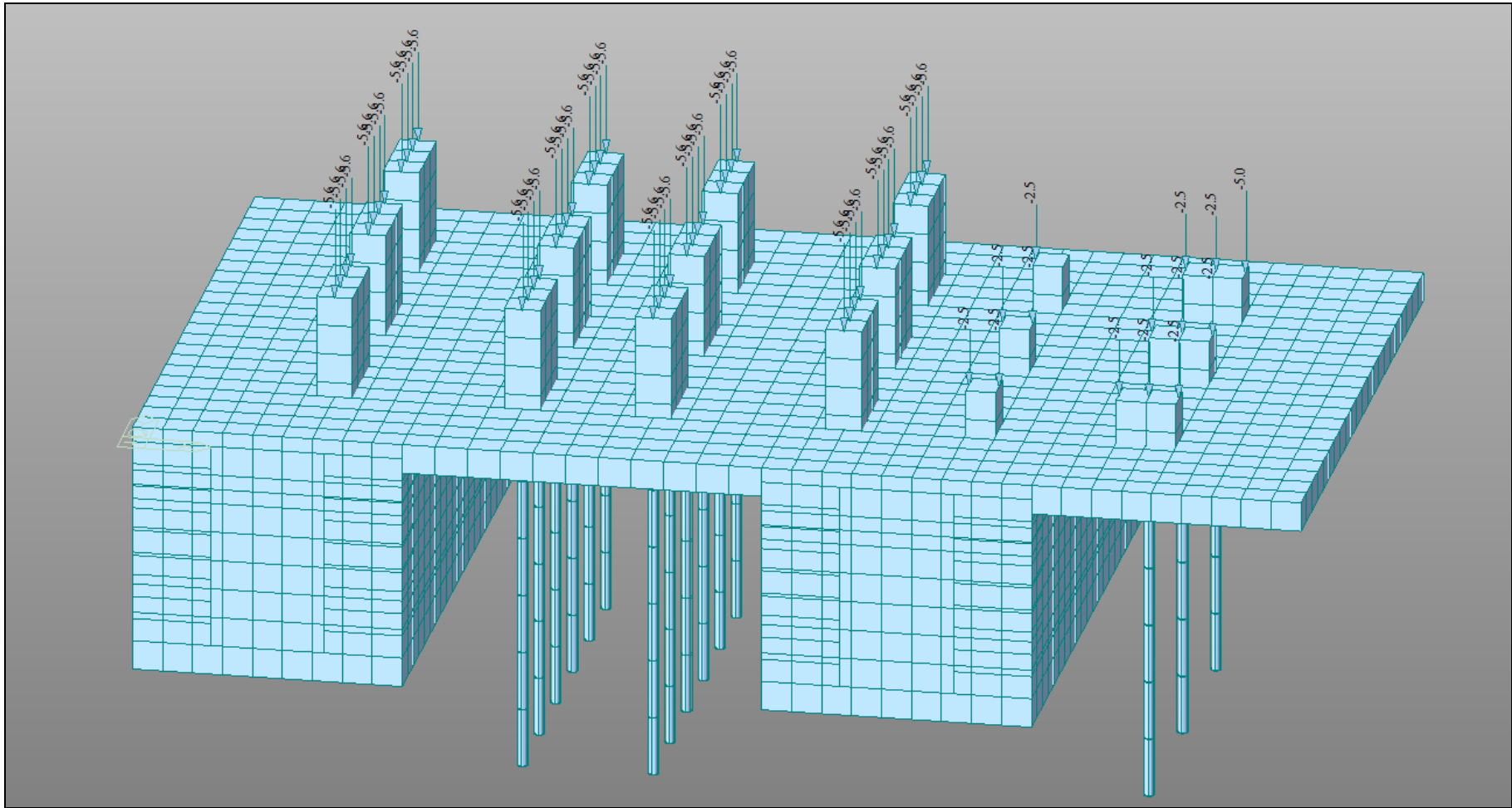
TIPOLOGIA "A"

MODELLO DI CALCOLO

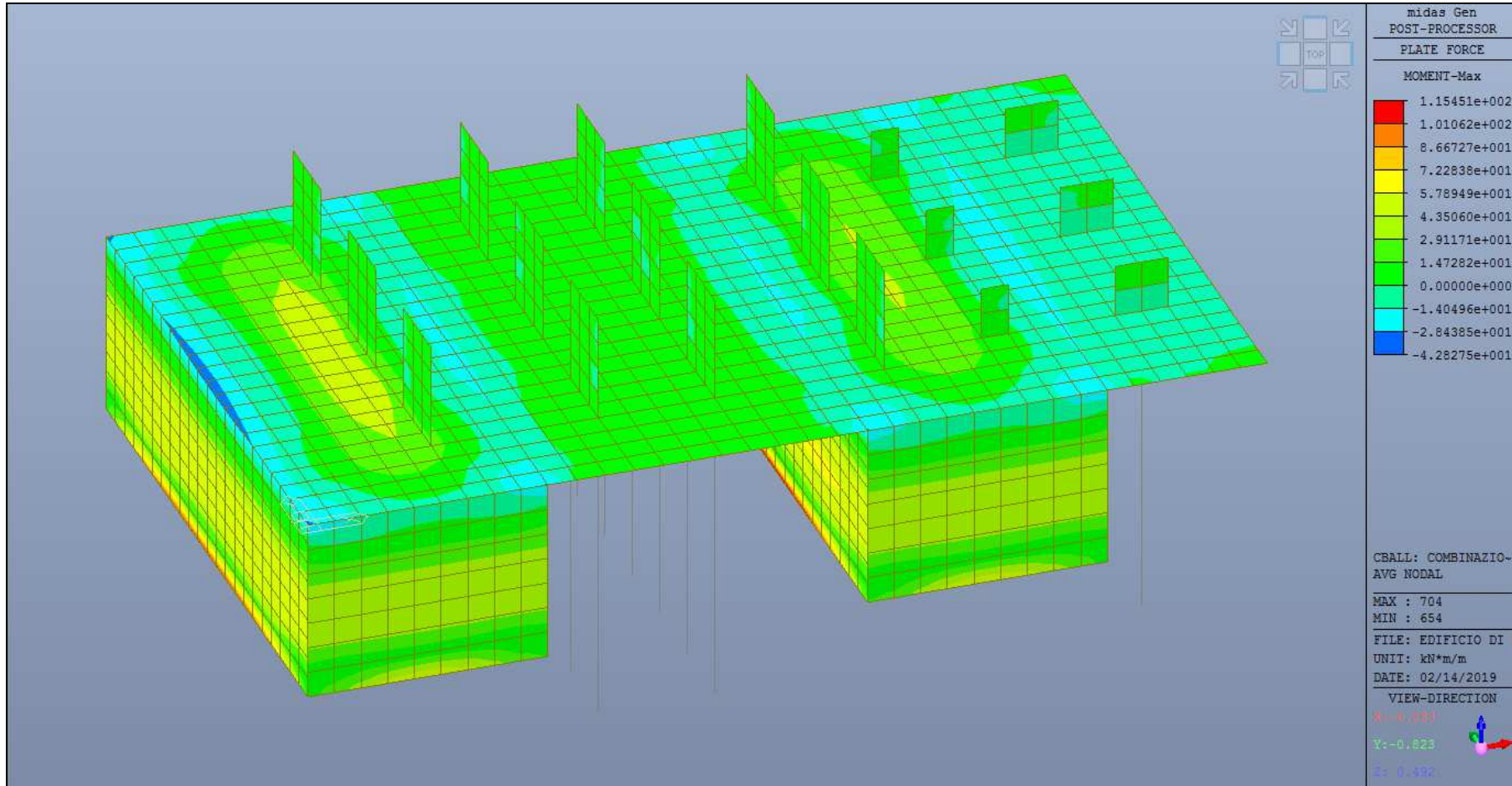


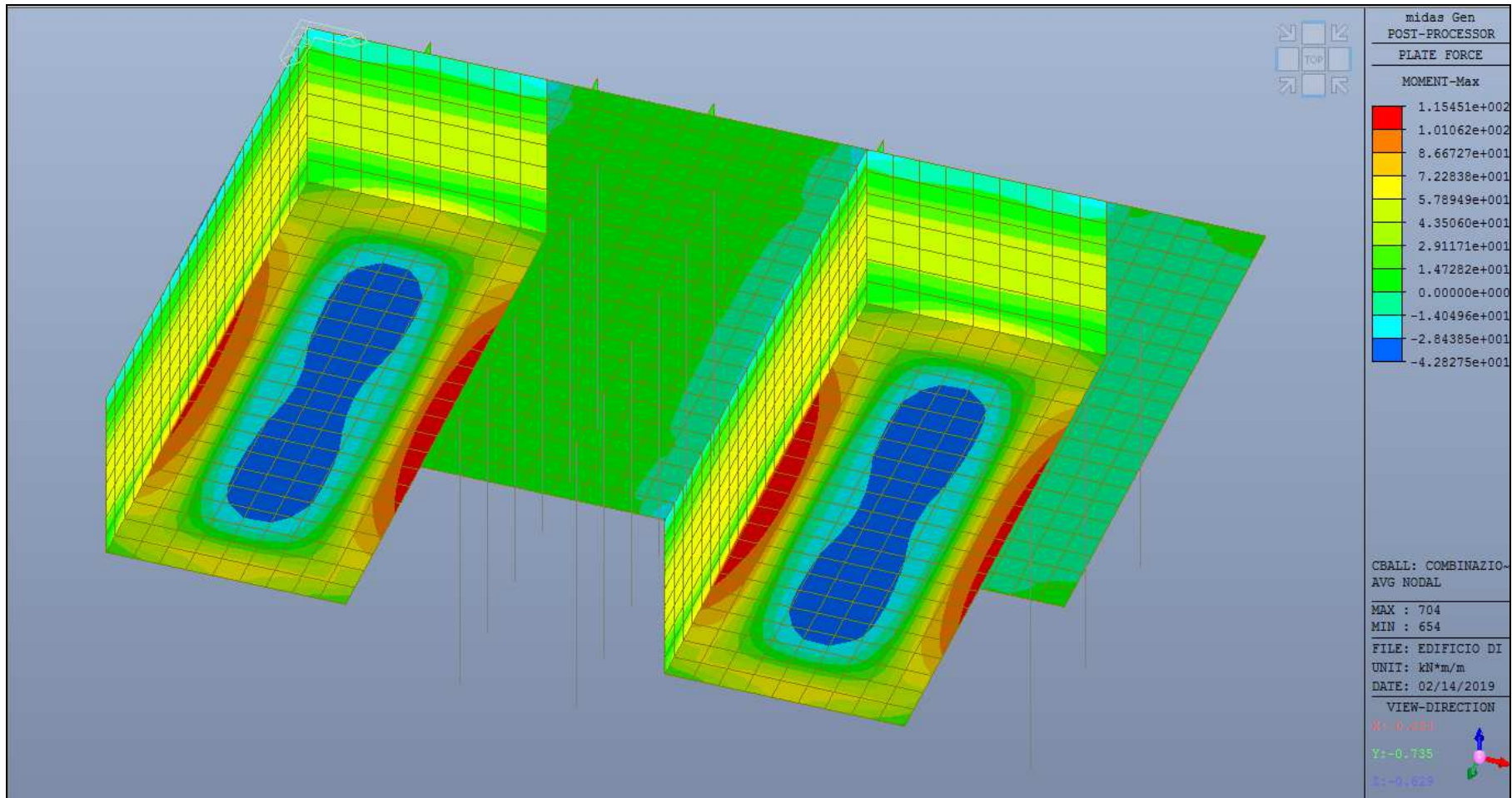


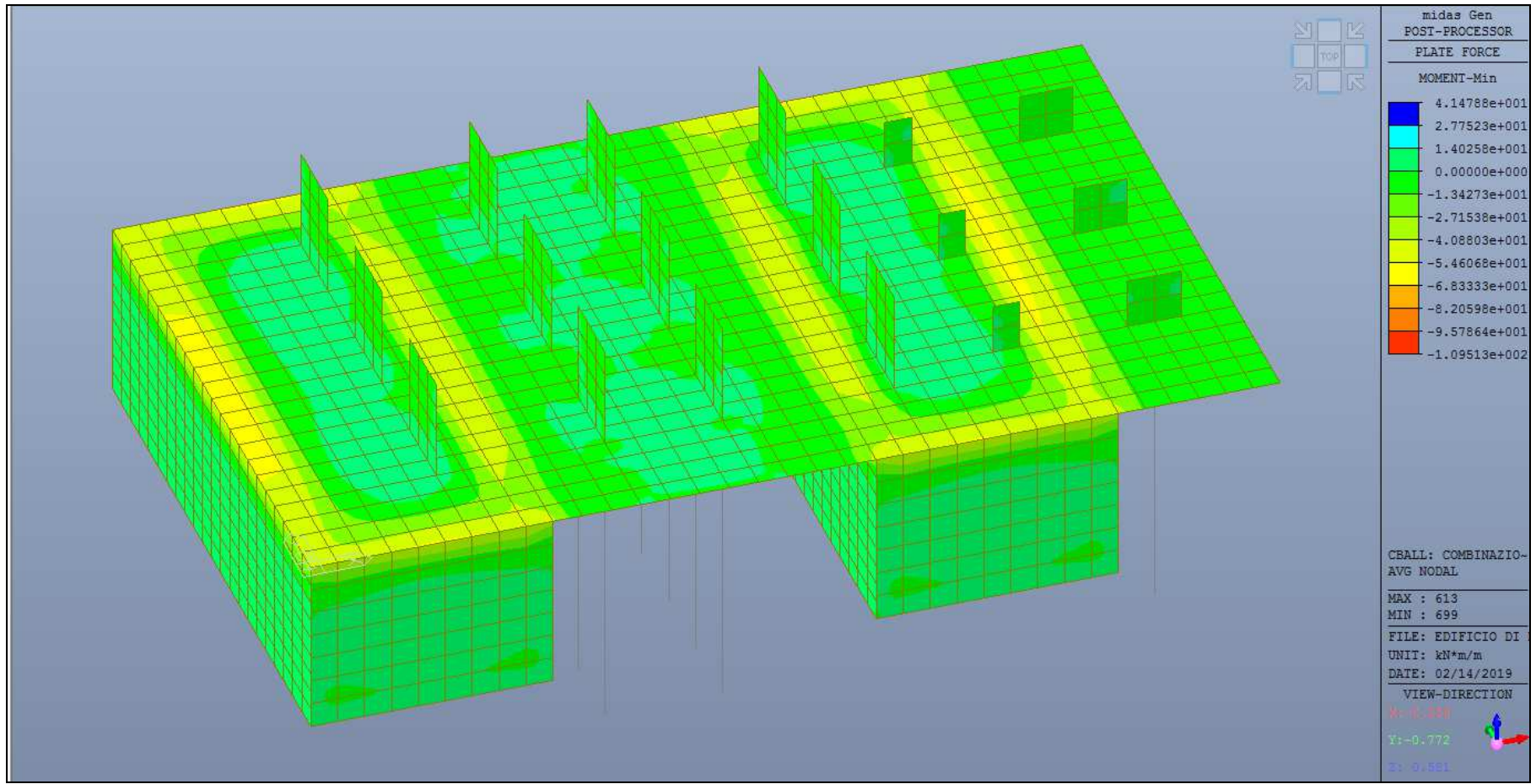


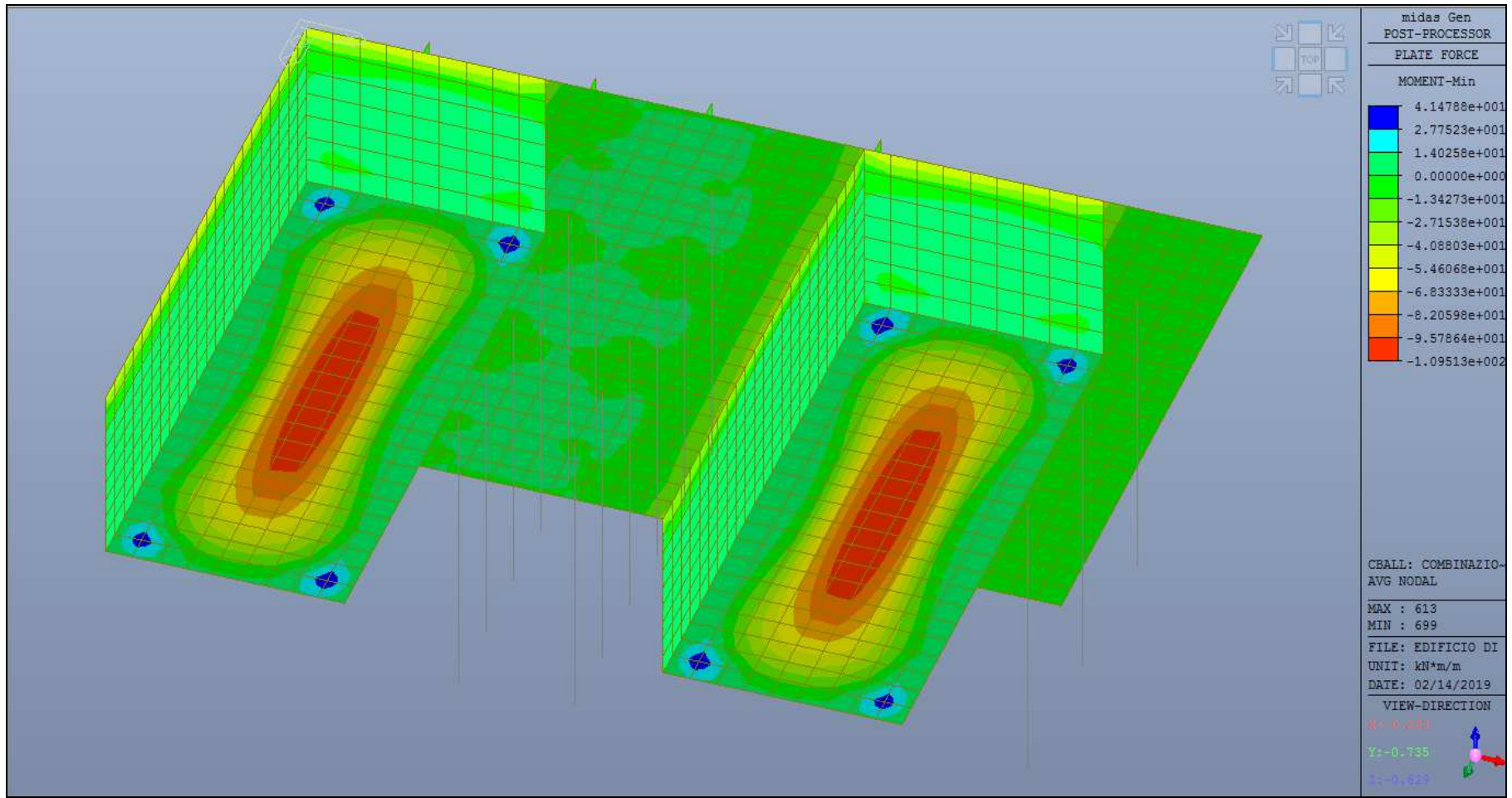


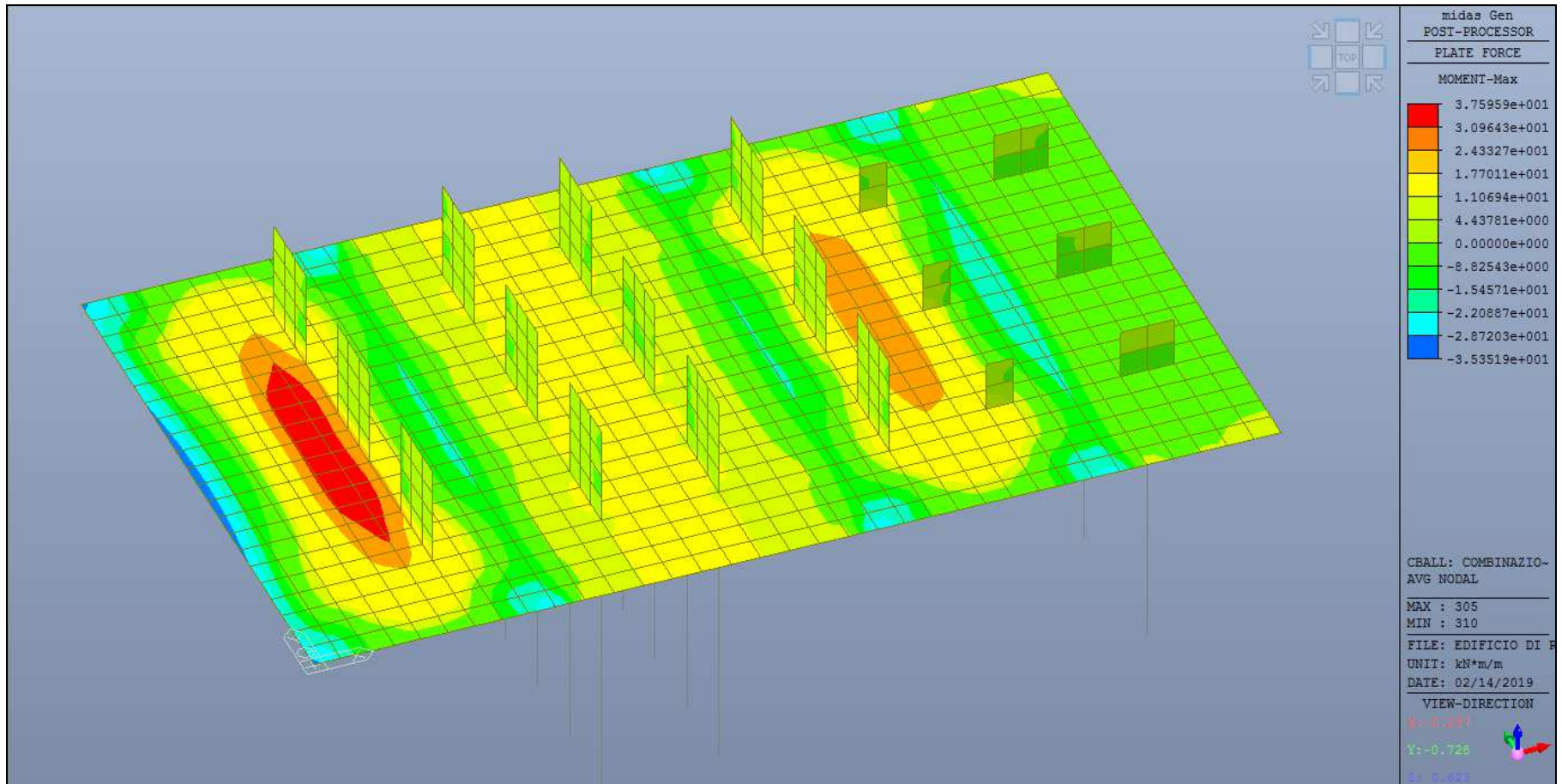
MOMENTO FLETTENTE A SLU – COMBINAZIONE FONDAMENTALE

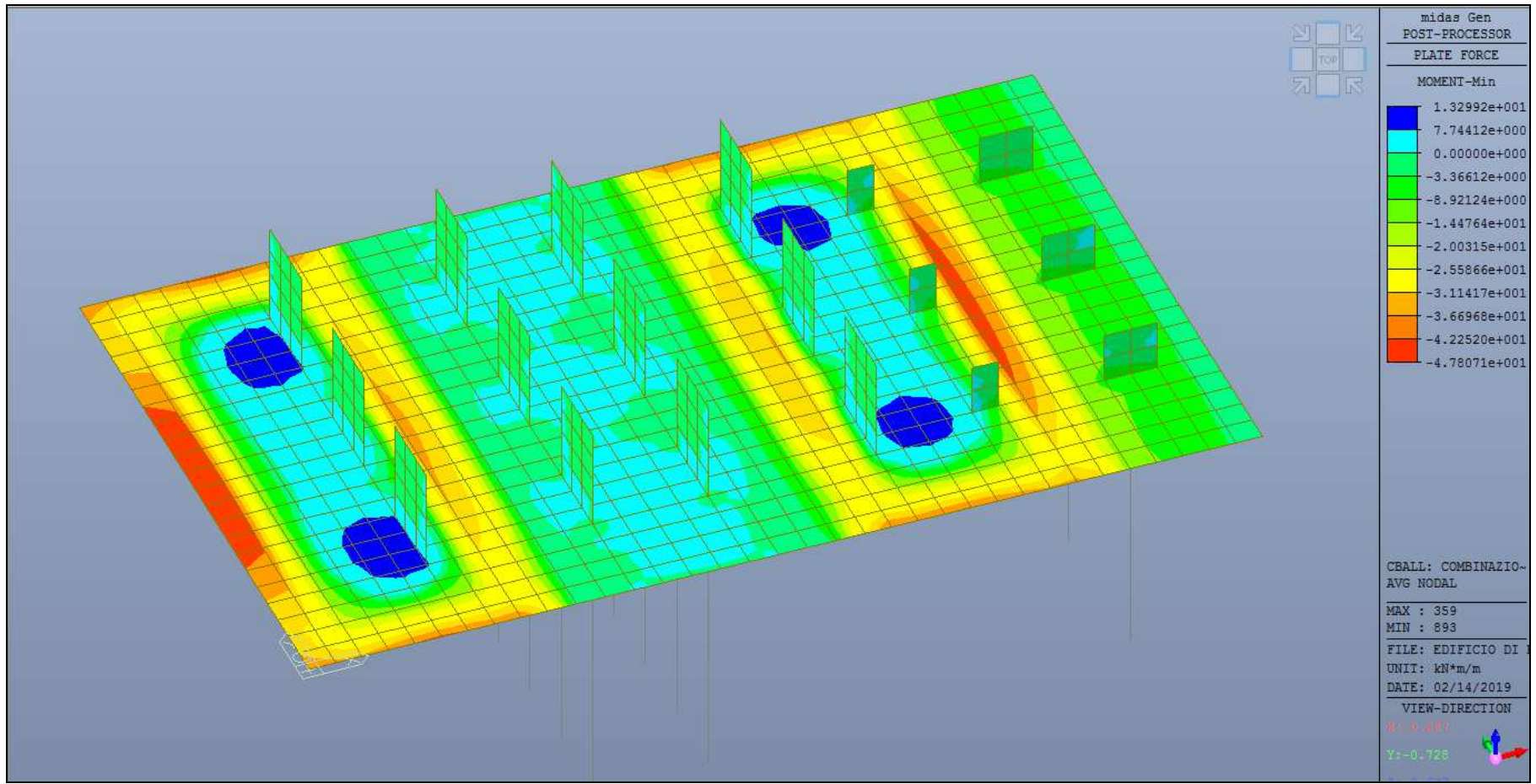




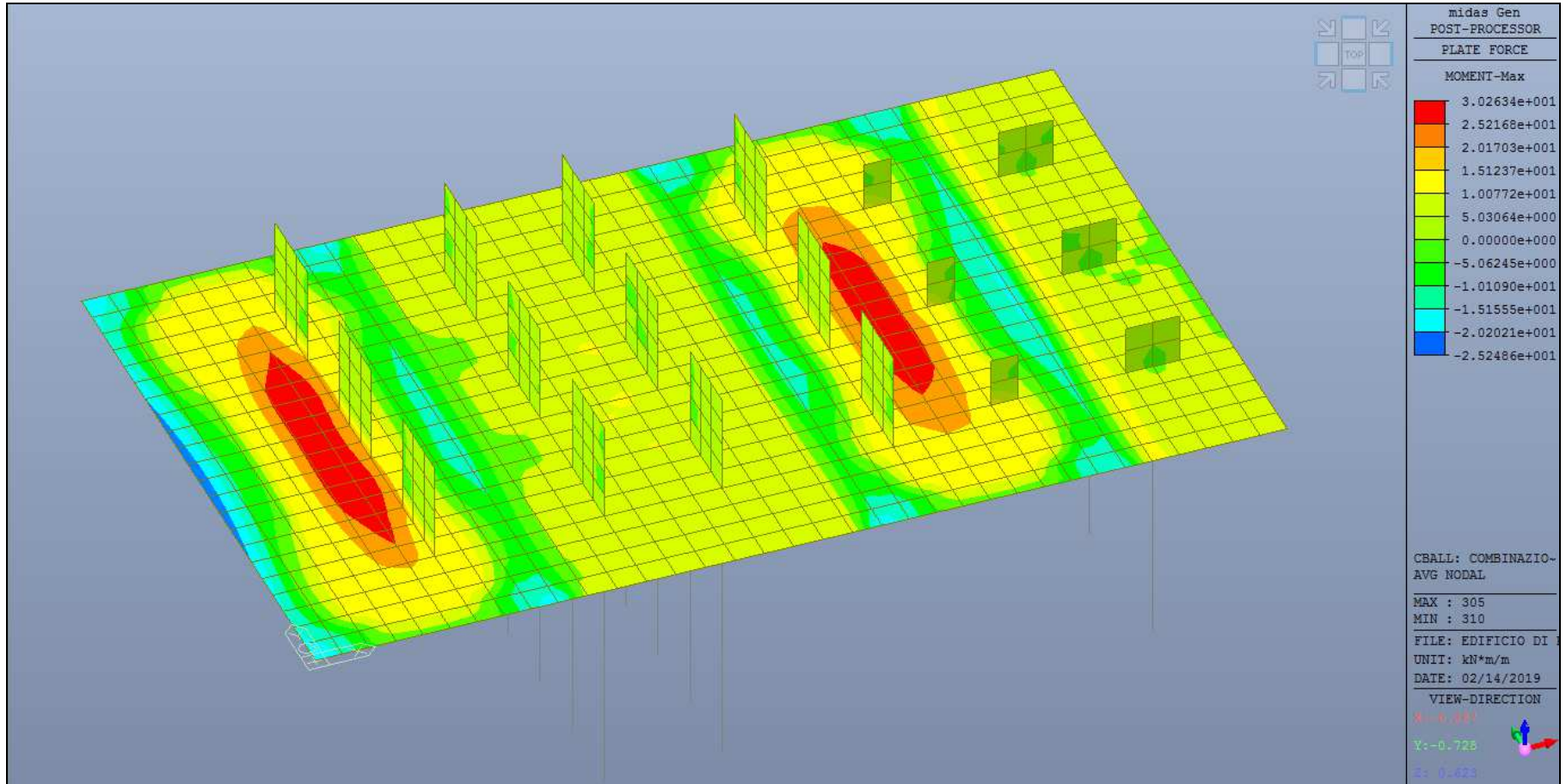


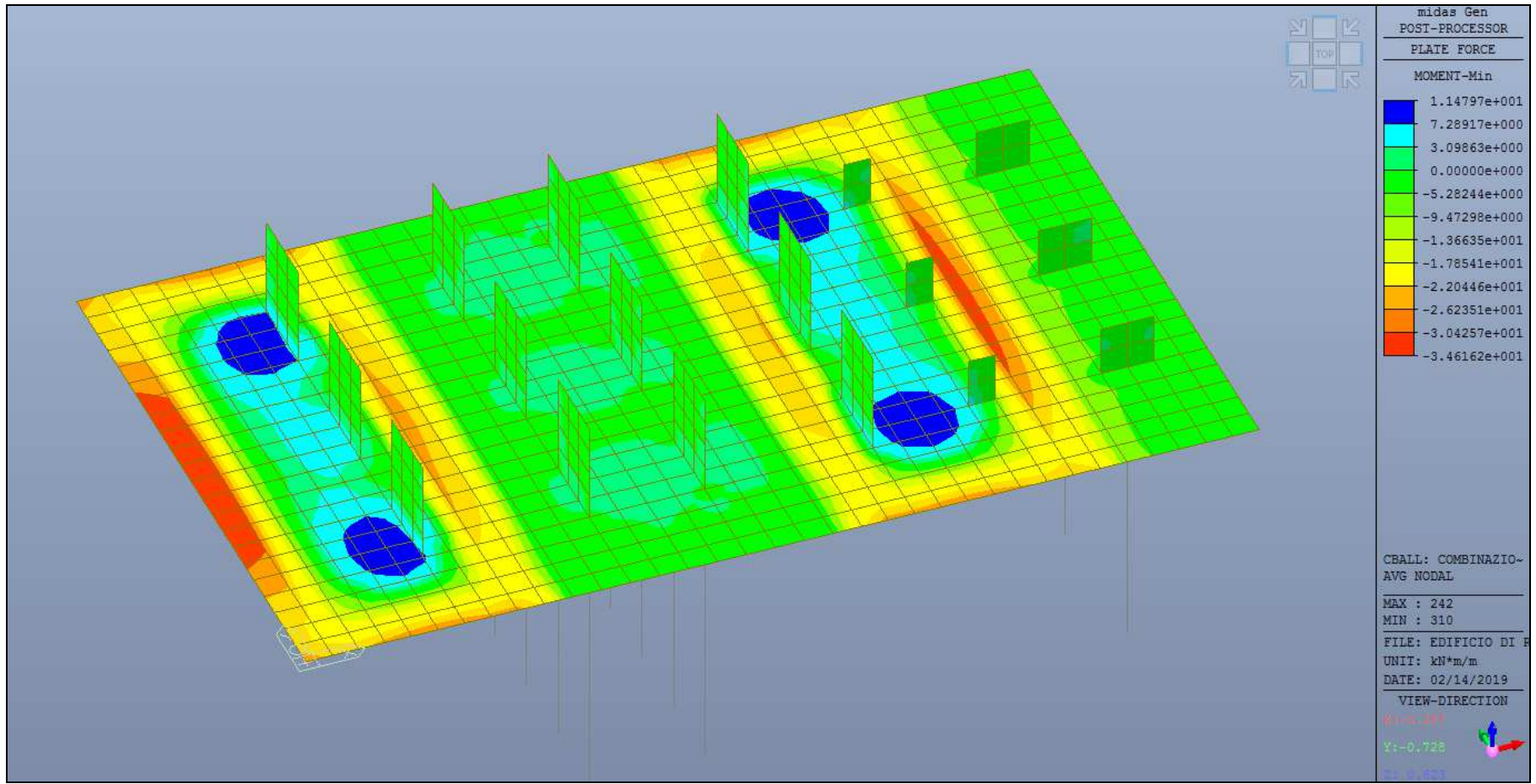




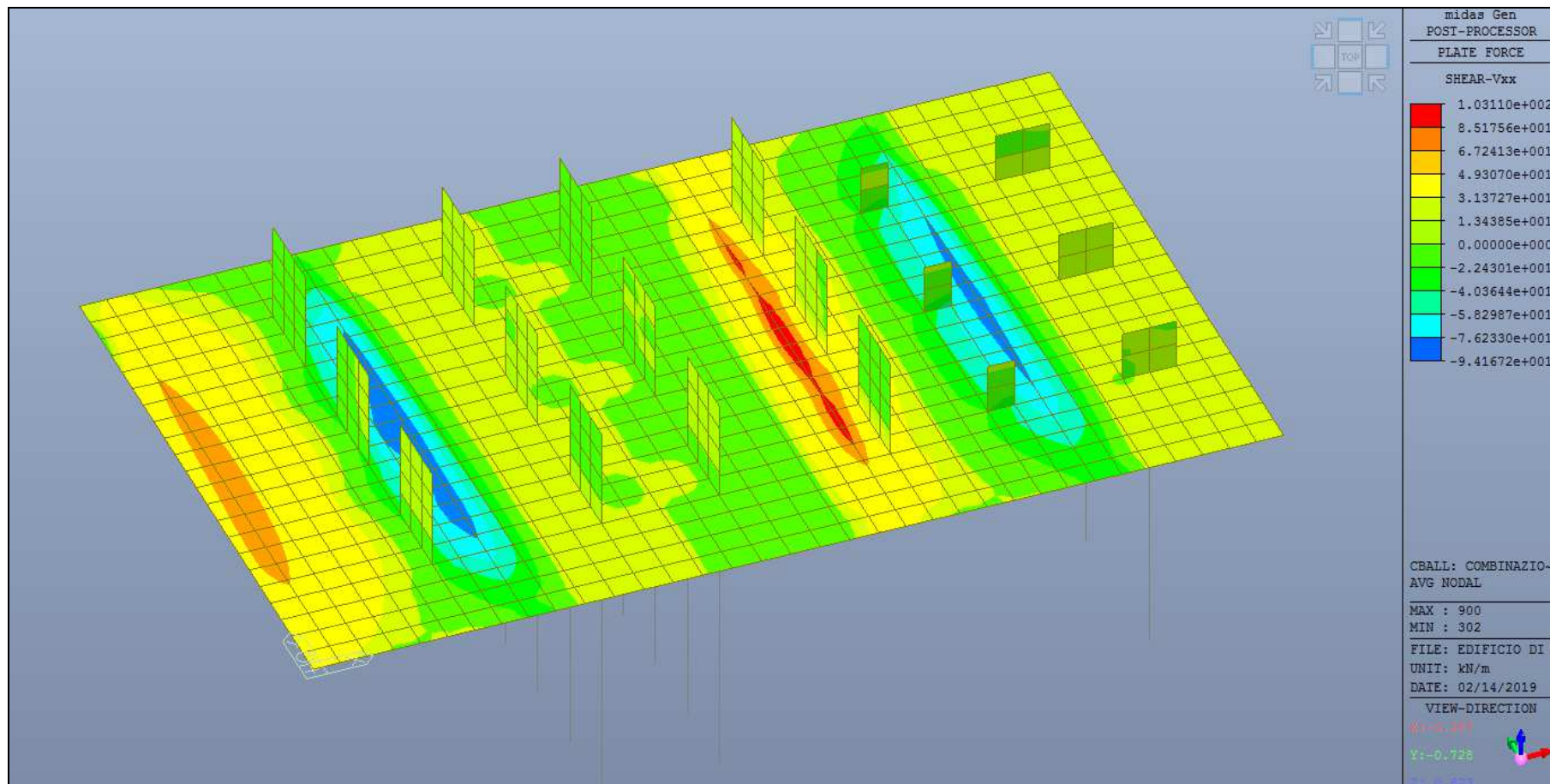


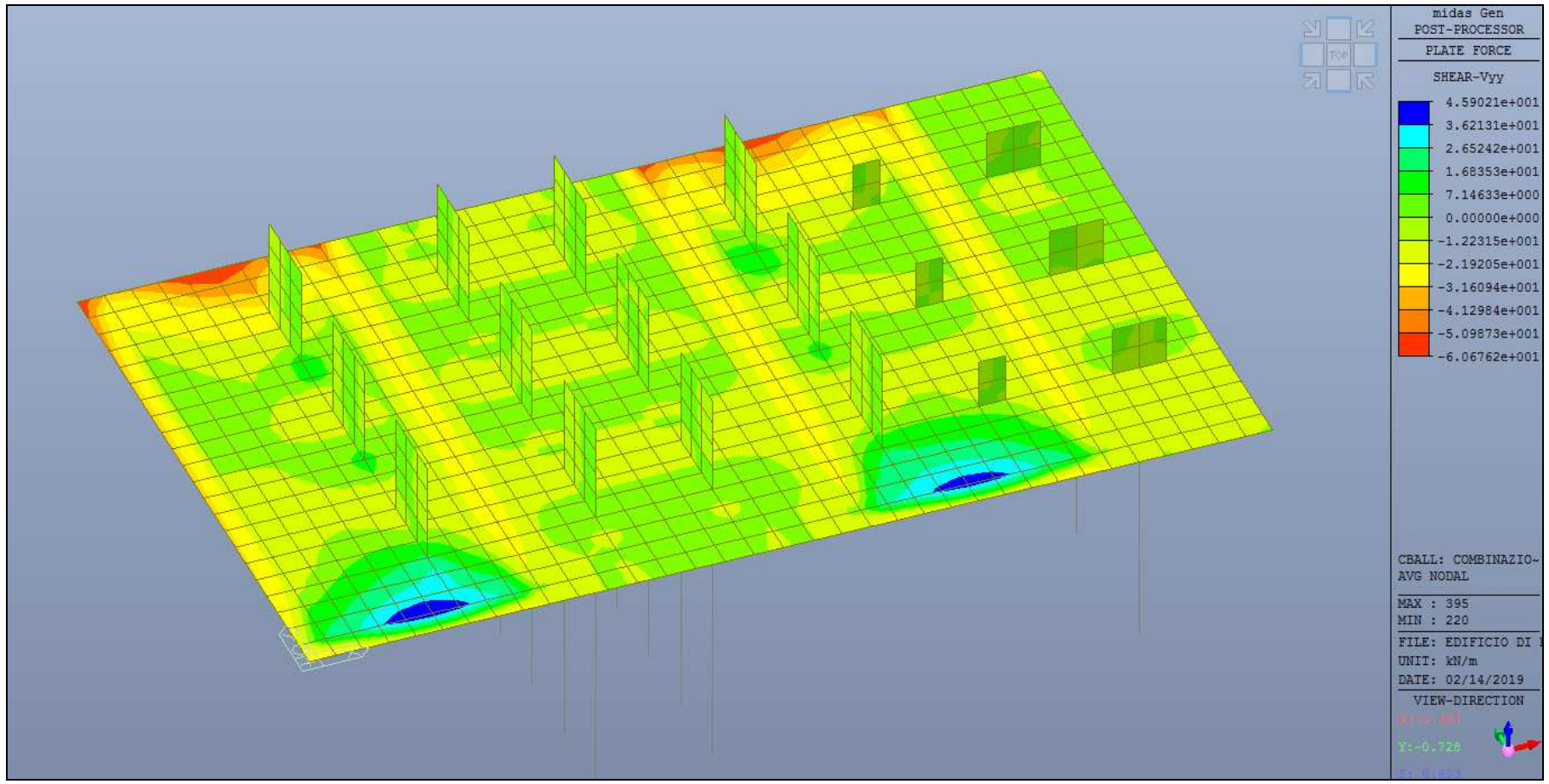
MOMENTO FLETTENTE A SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA



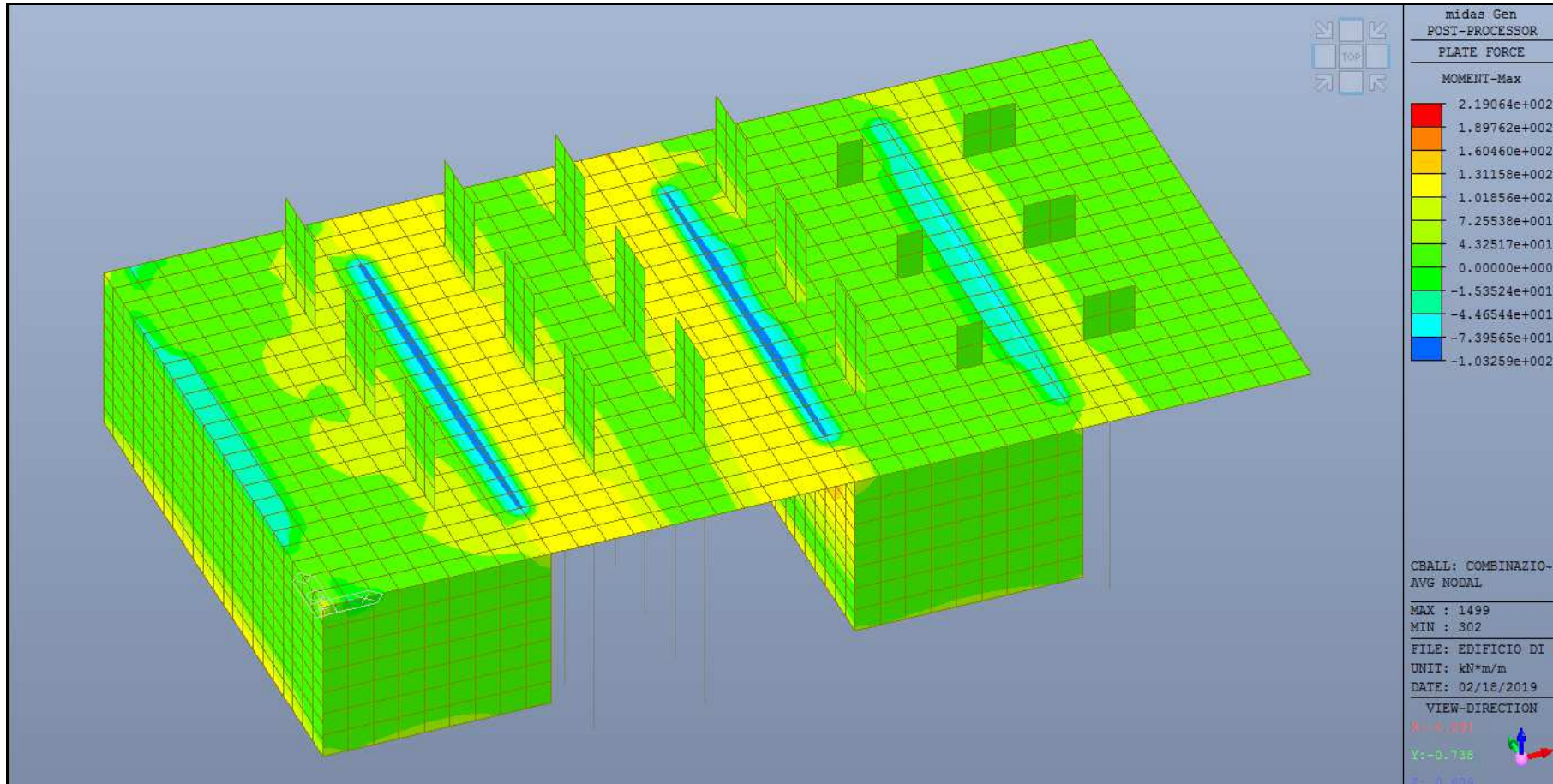


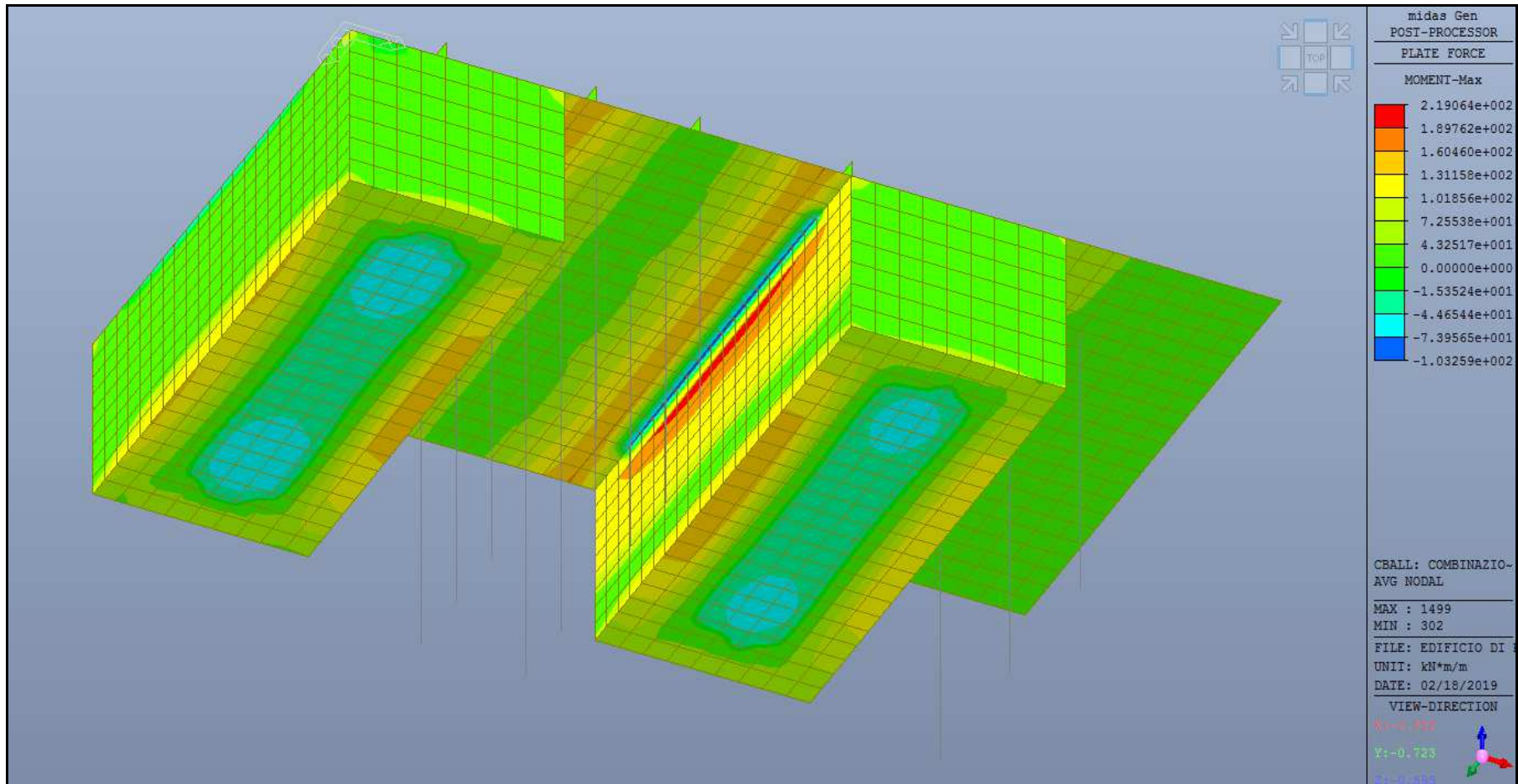
TAGLIO A SLU – COMBINAZIONE FONDAMENTALE

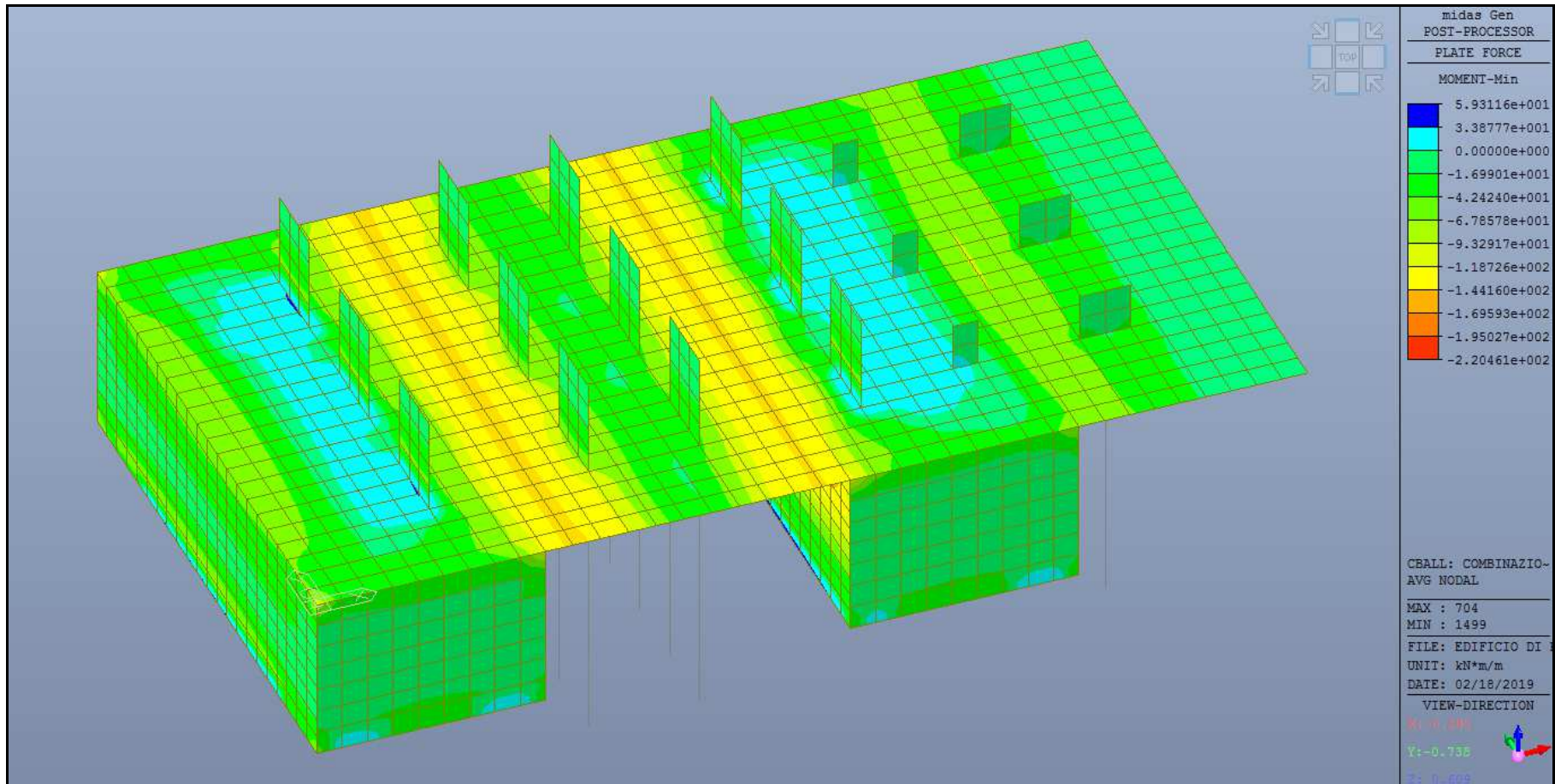


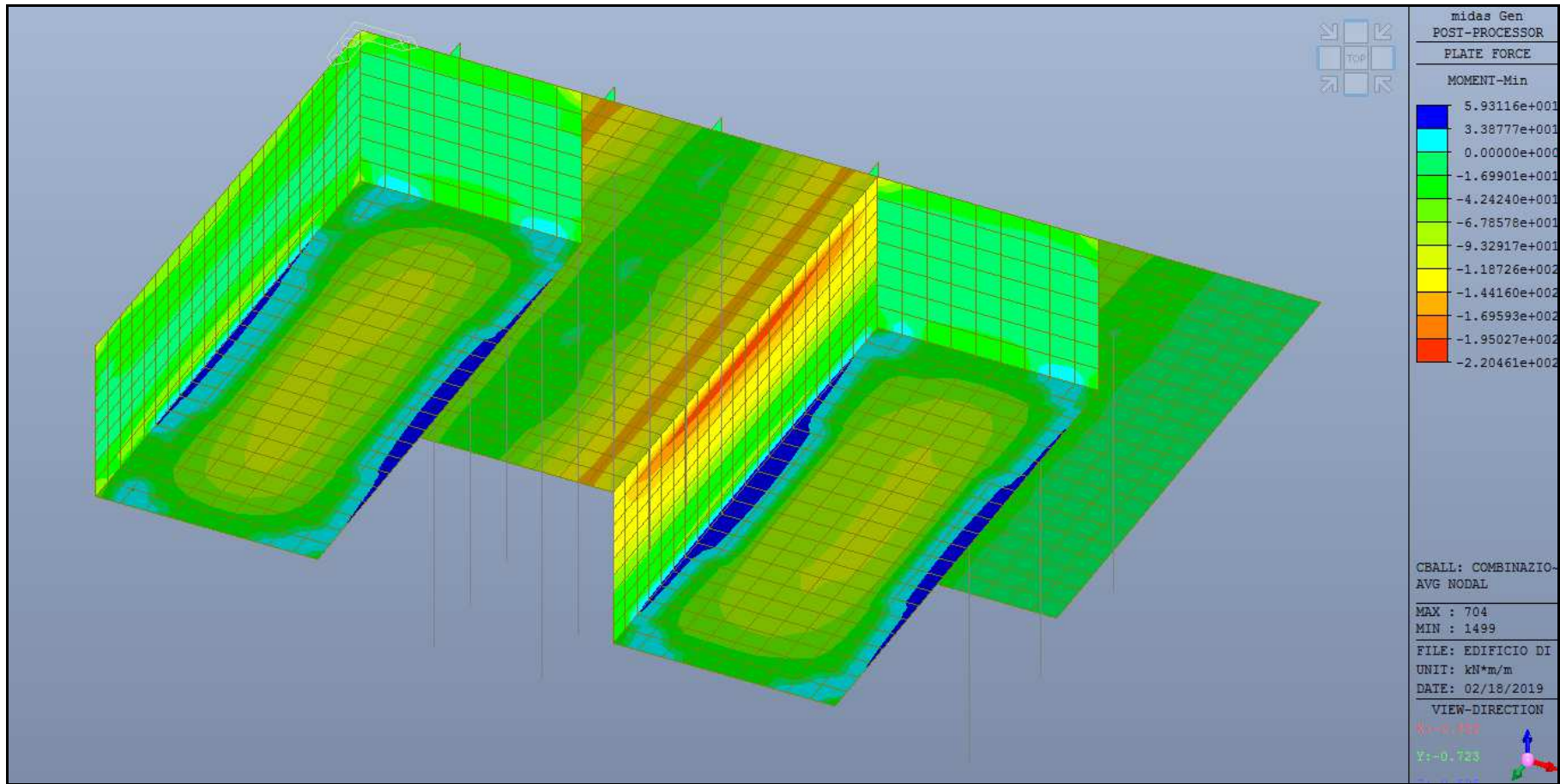


MOMENTO FLETTENTE A SLV – COMBINAZIONE SISMICA

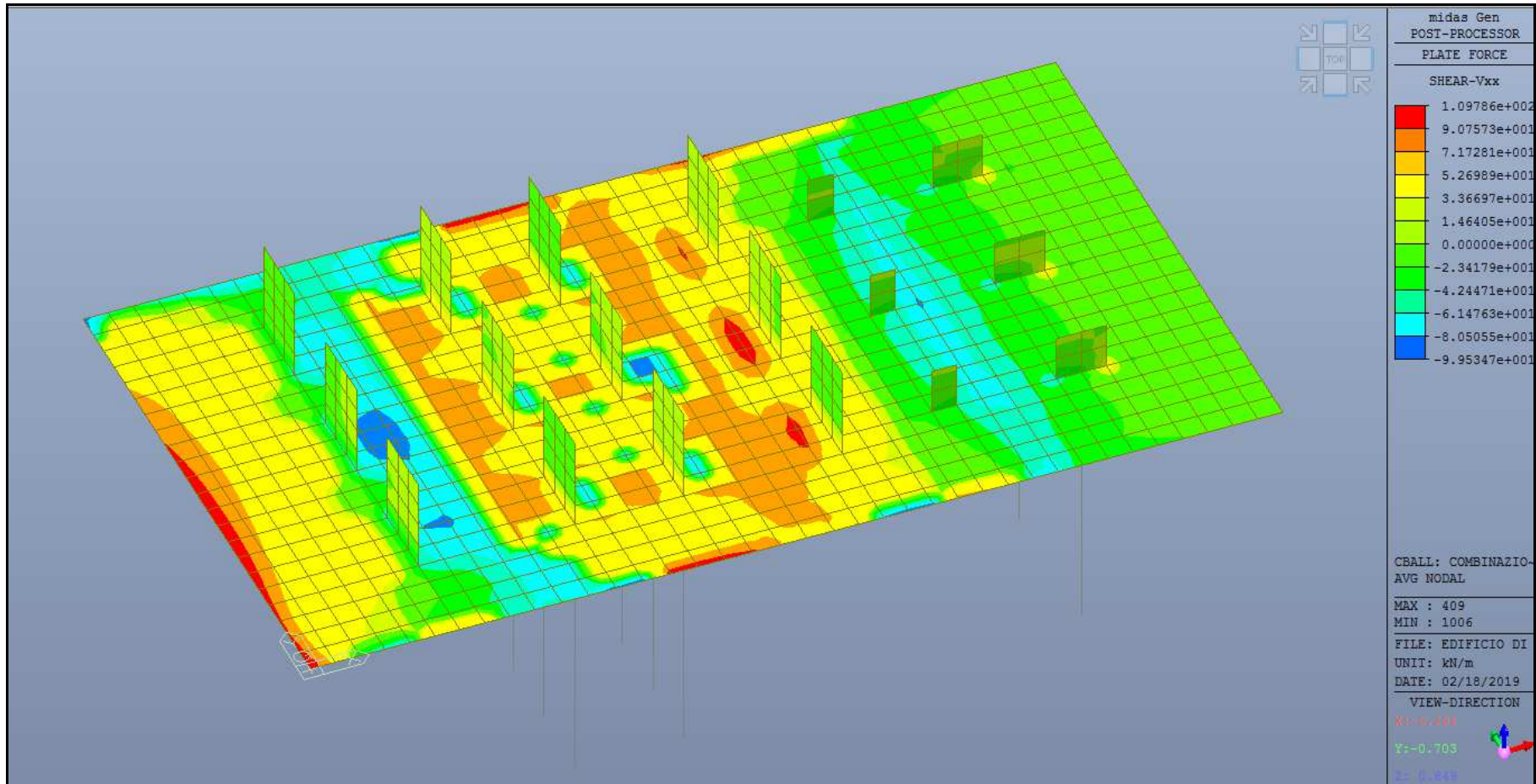


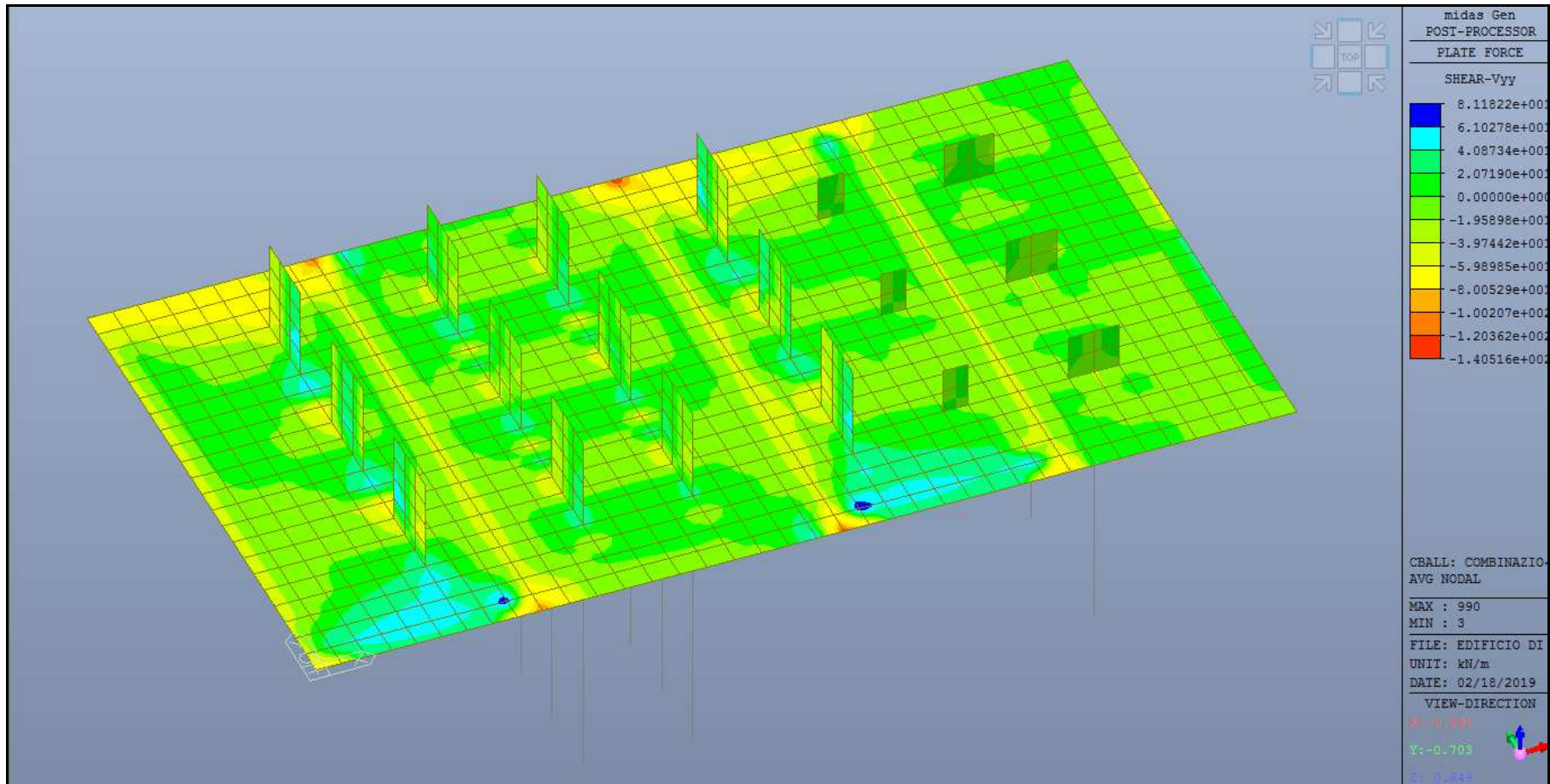




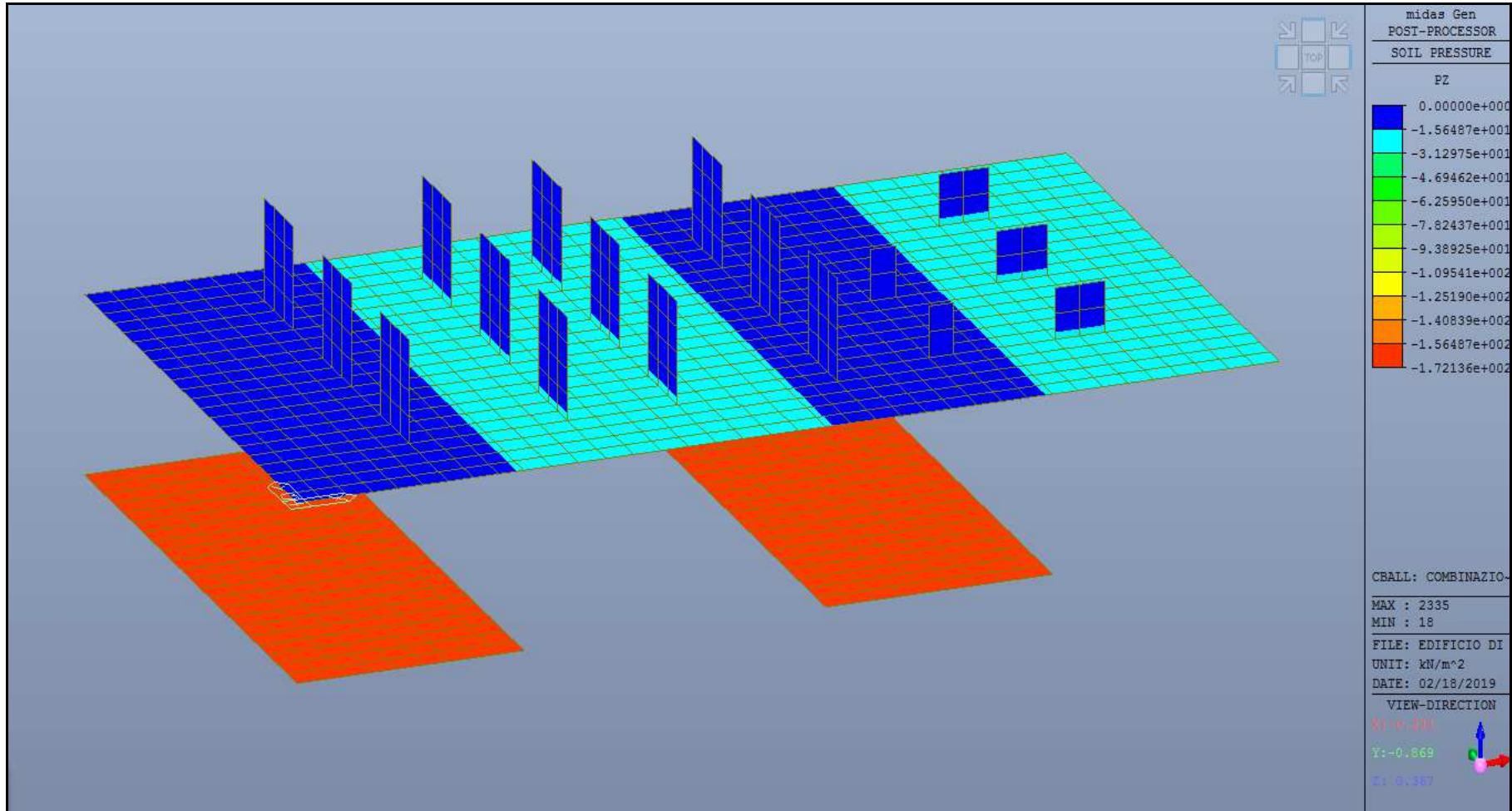


TAGLIO A SLV – COMBINAZIONE SISMICA

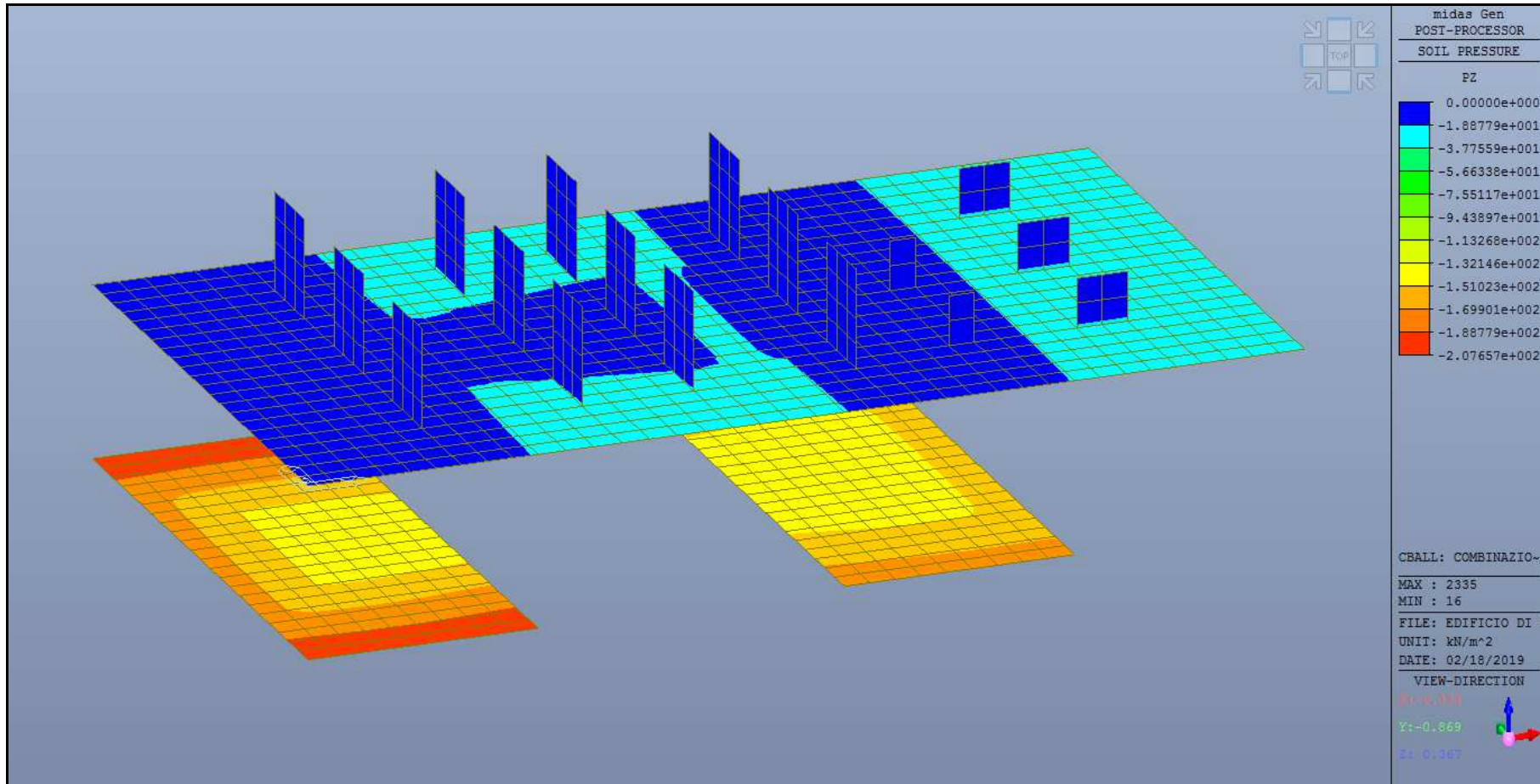




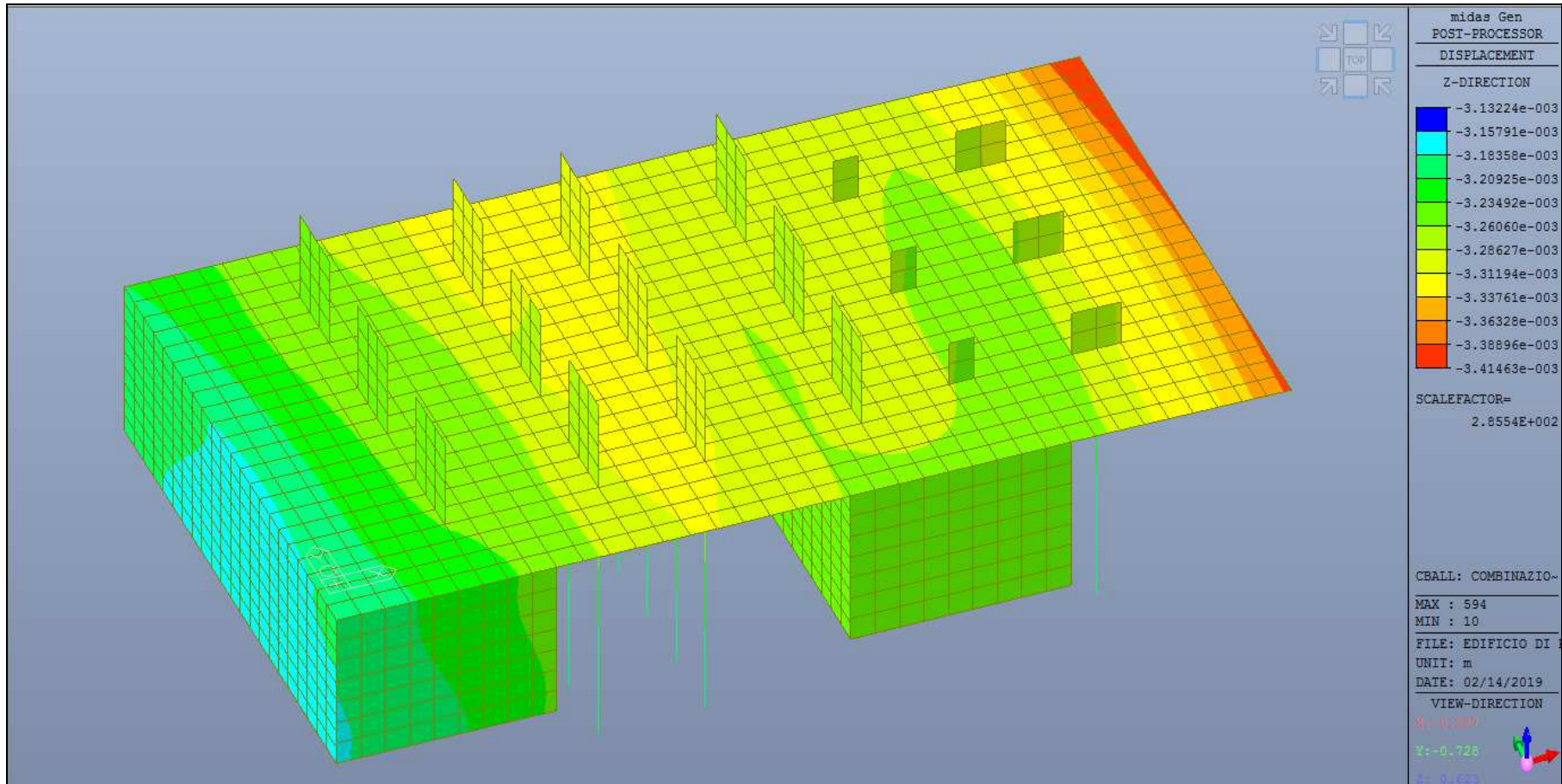
PRESSIONI TRASMESSE AL TERRENO A SLU – COMBINAZIONE FONDAMENTALE

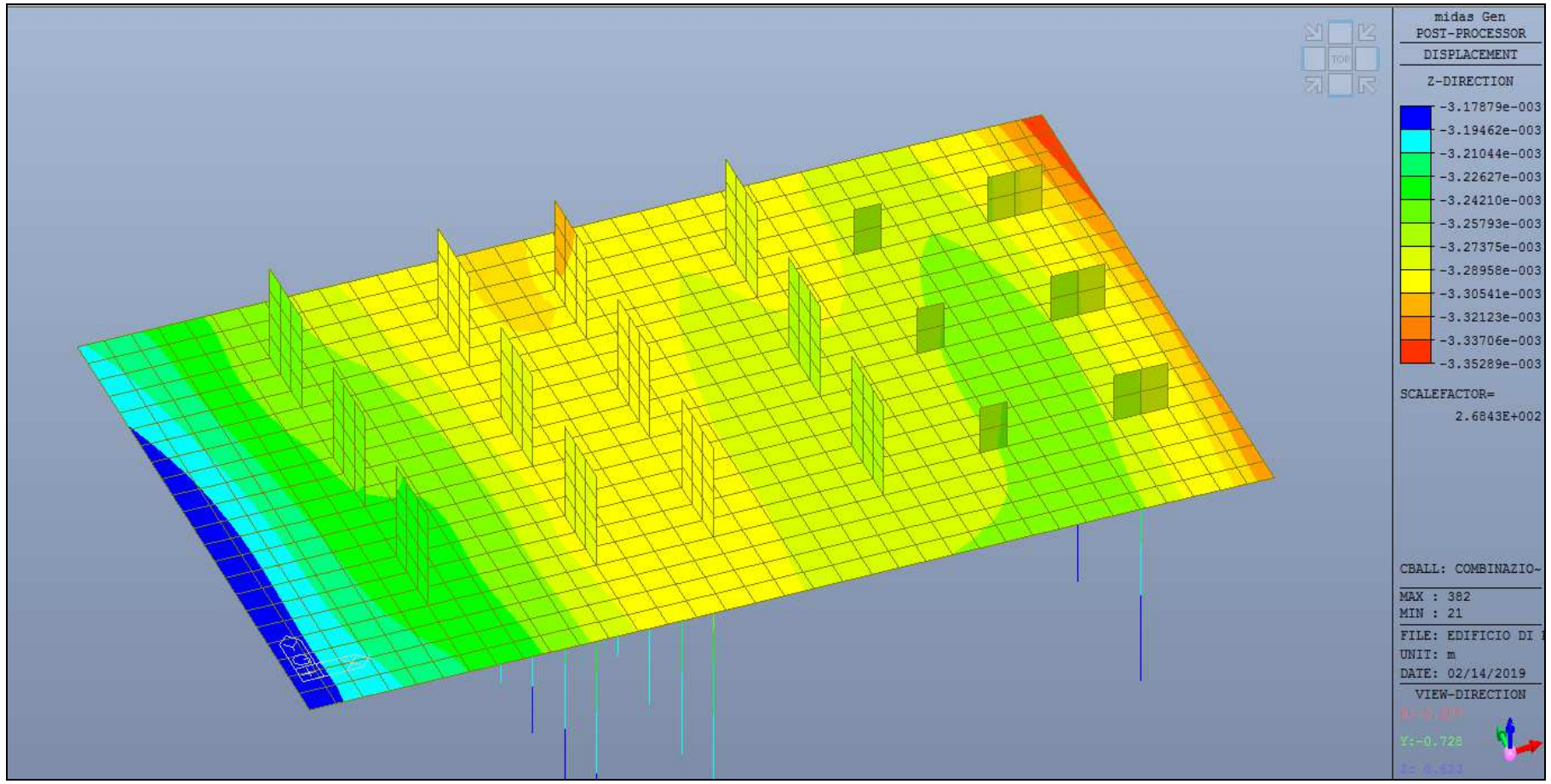


PRESSIONI TRASMESSE AL TERRENO A SLV – COMBINAZIONE SISMICA



CEDIMENTI A SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA

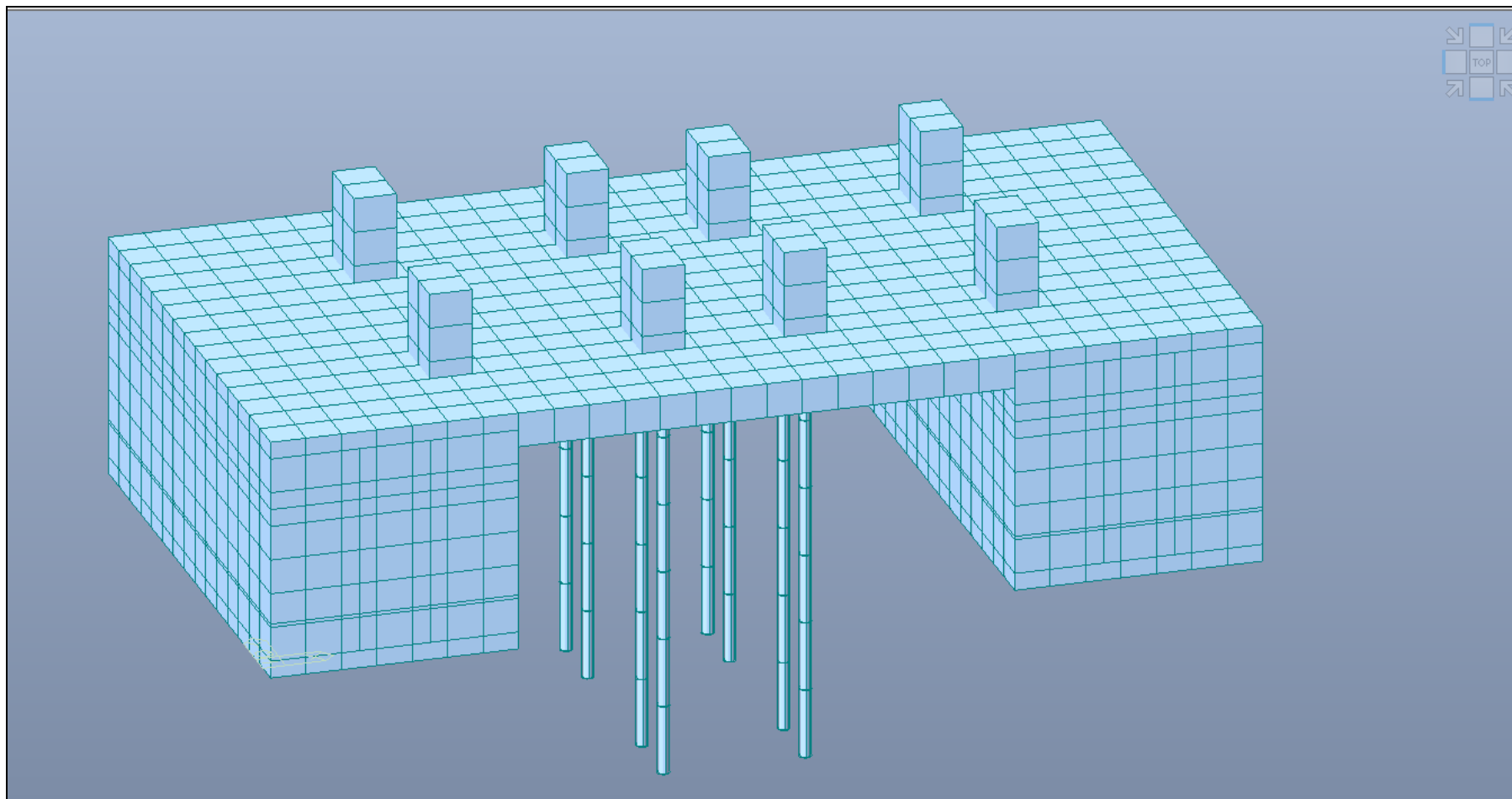


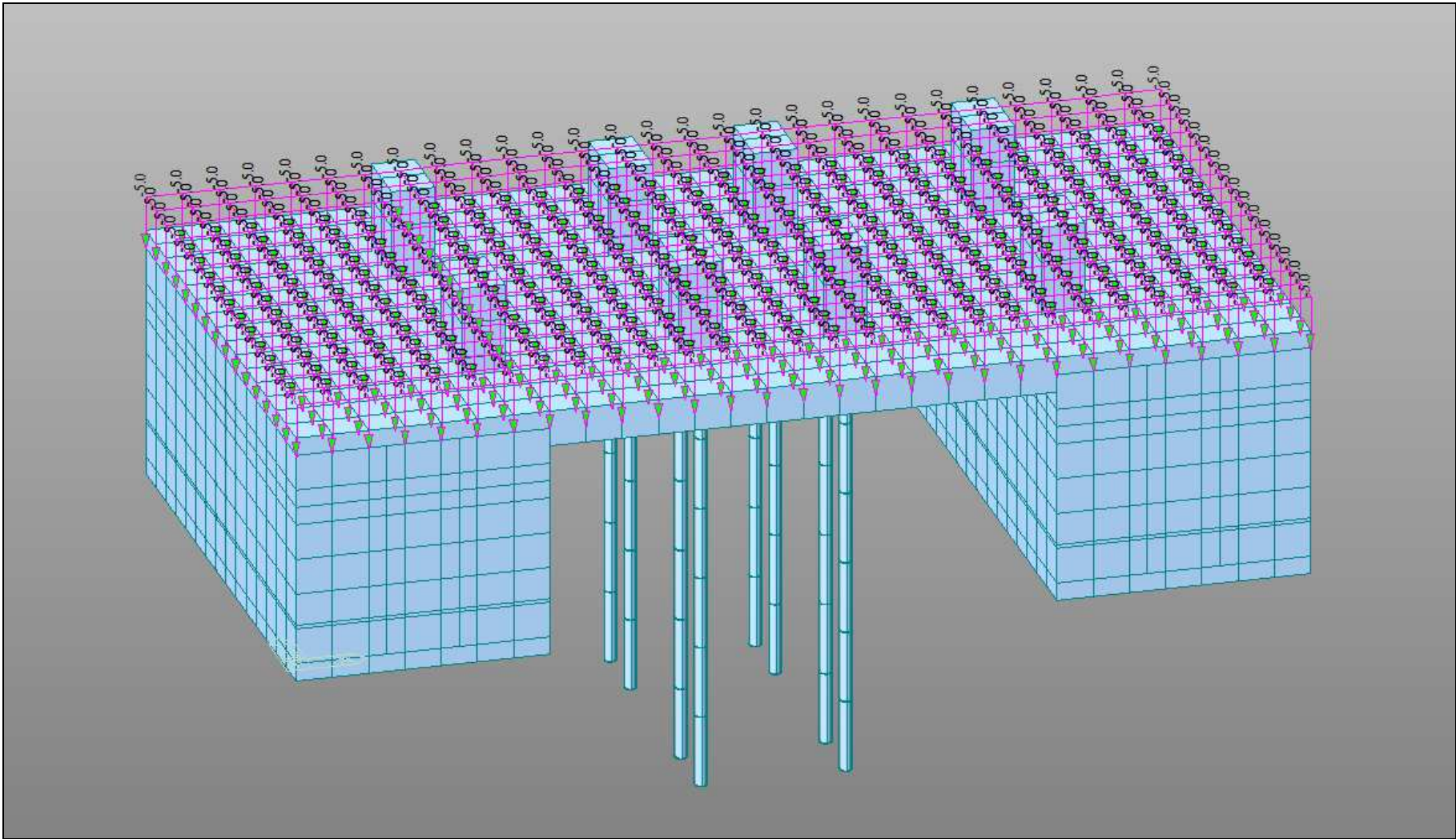


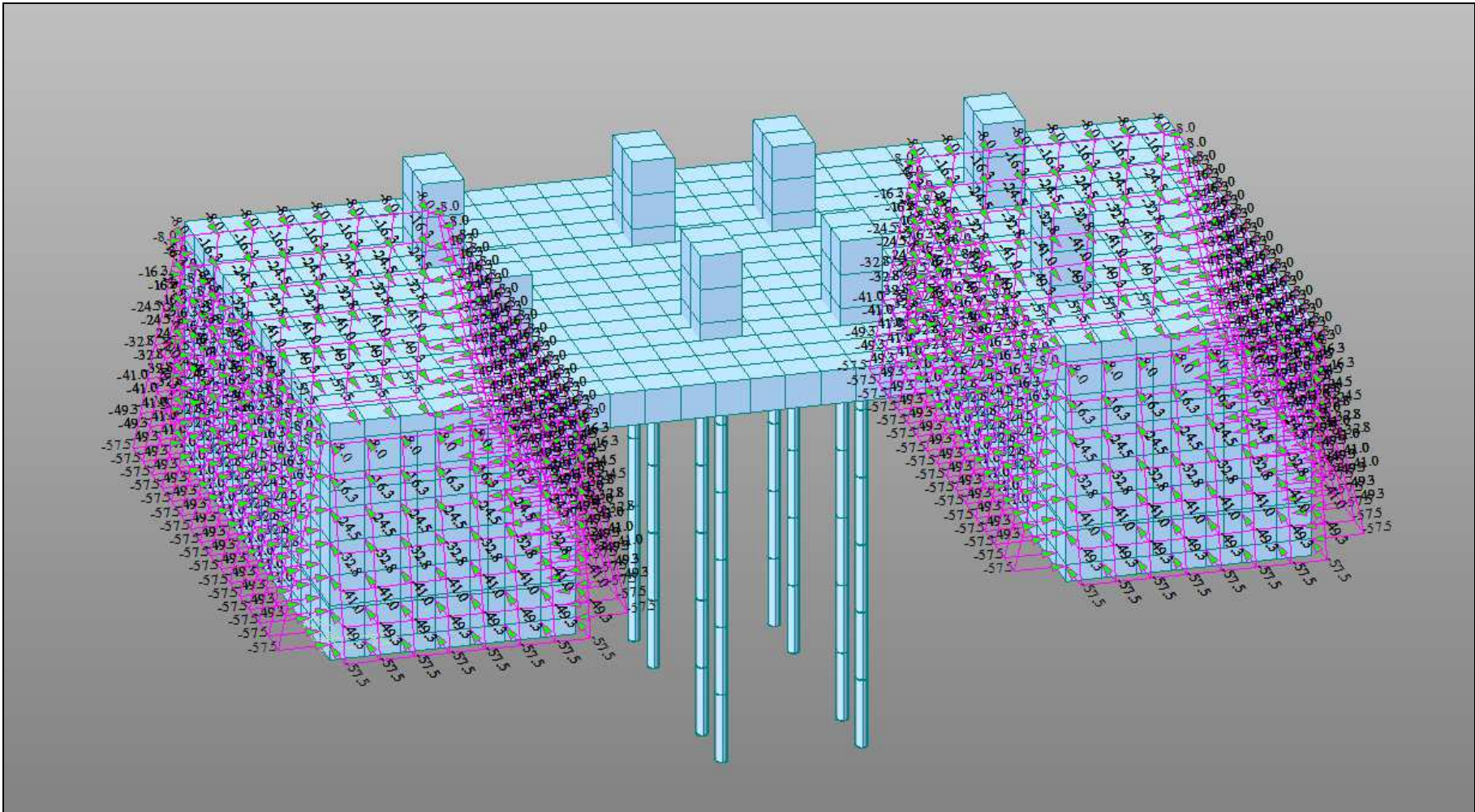
MANUFATTI DI REGOLAZIONE

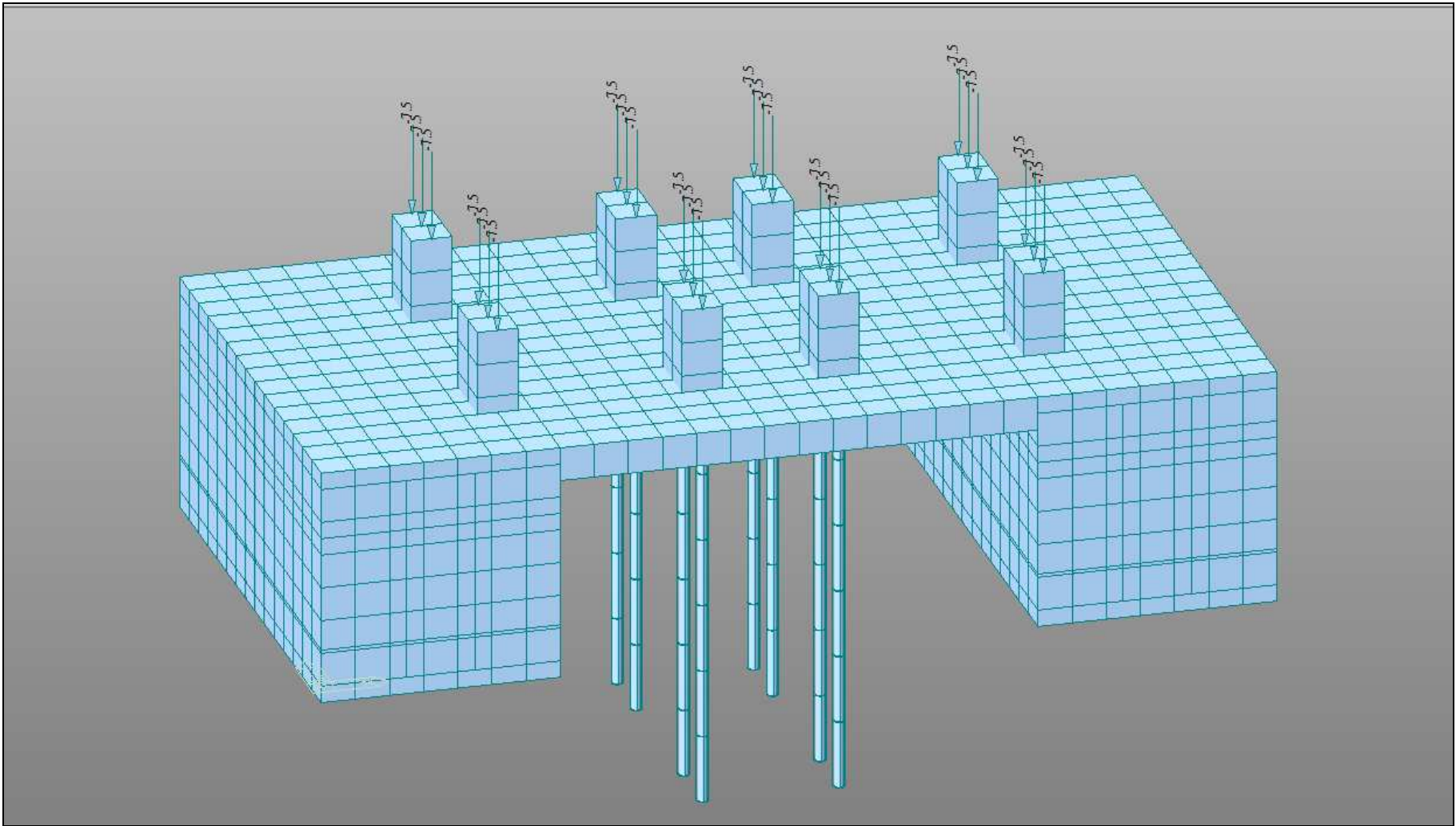
TIPOLOGIA "B"

MODELLO DI CALCOLO

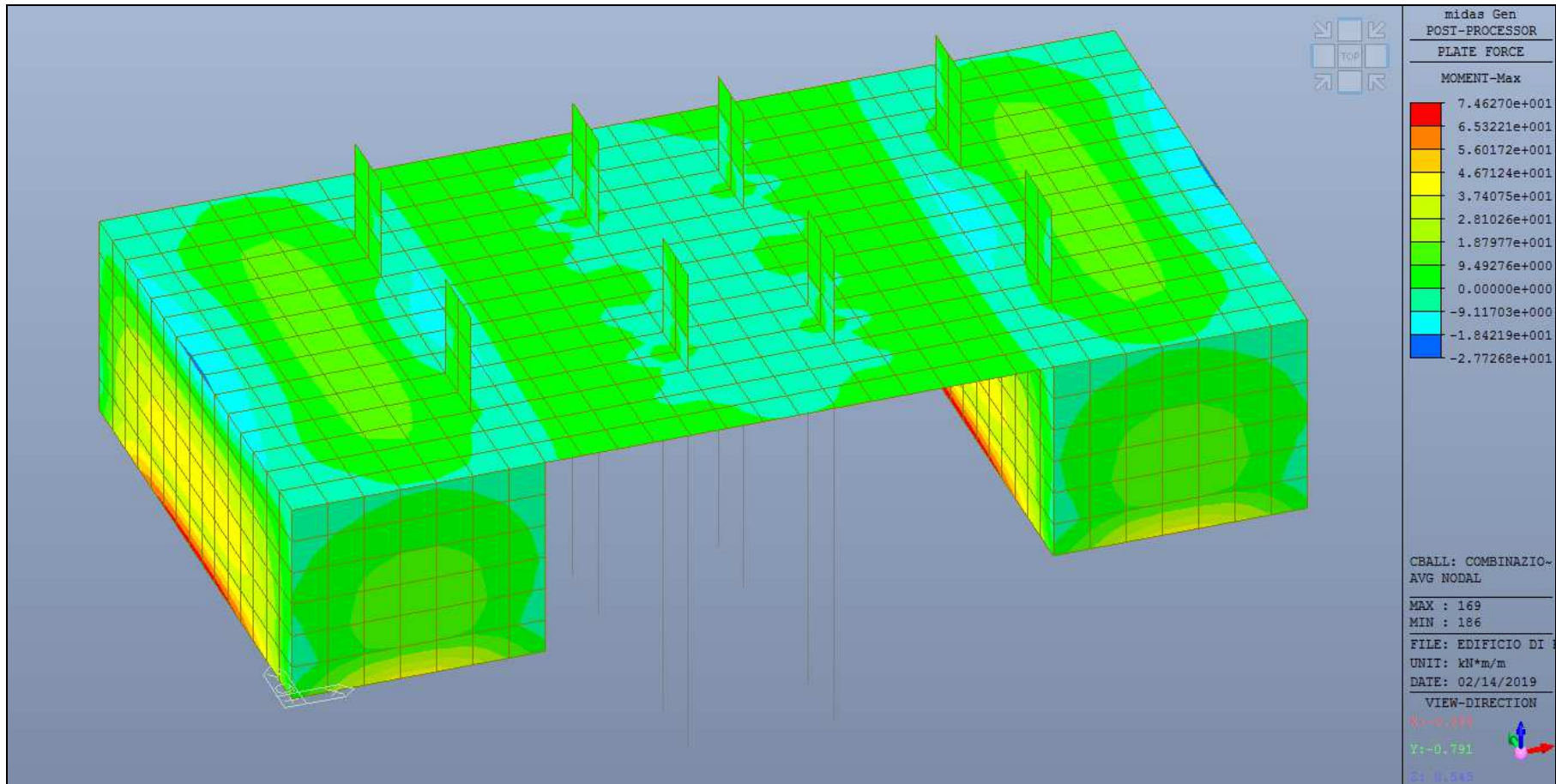


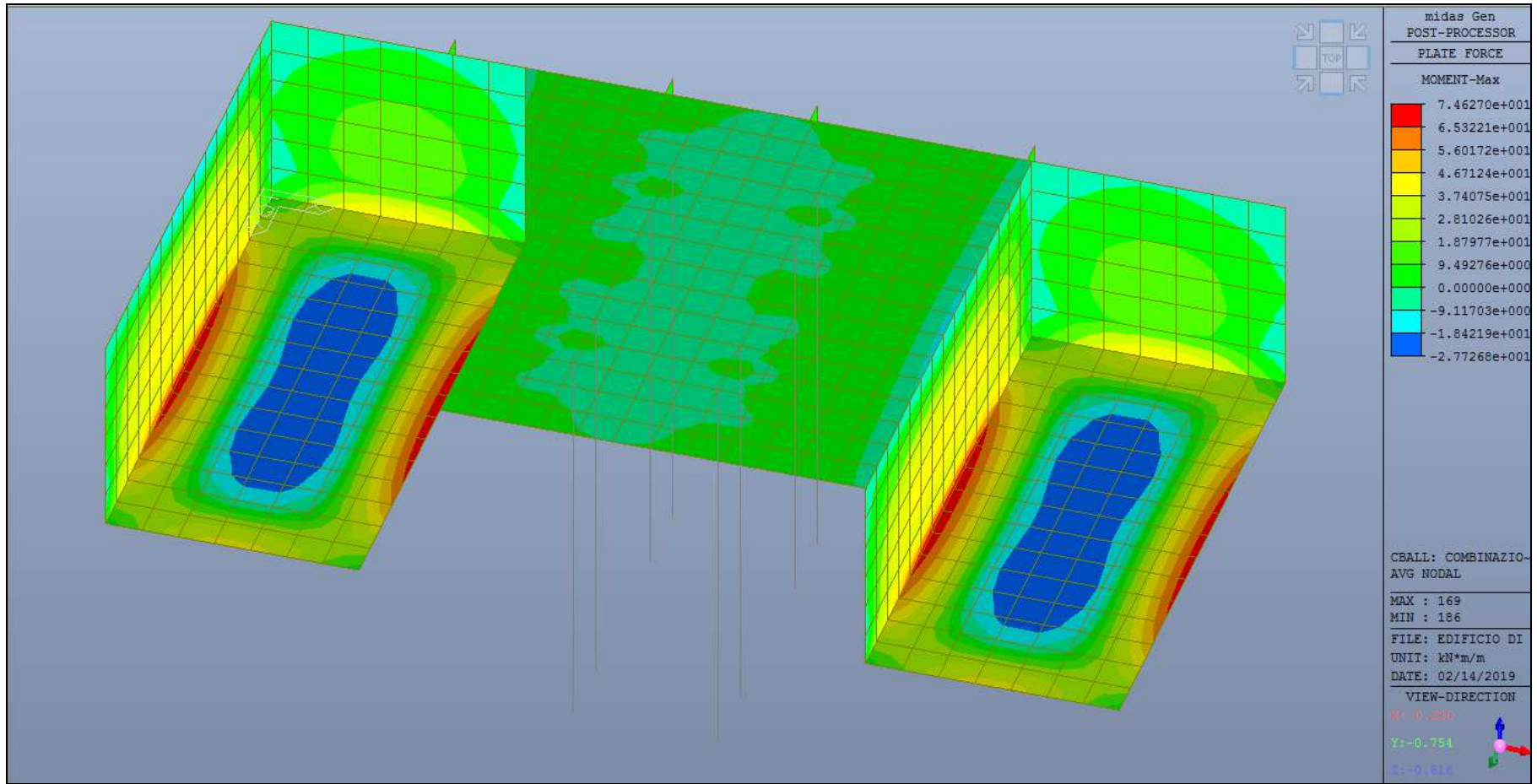


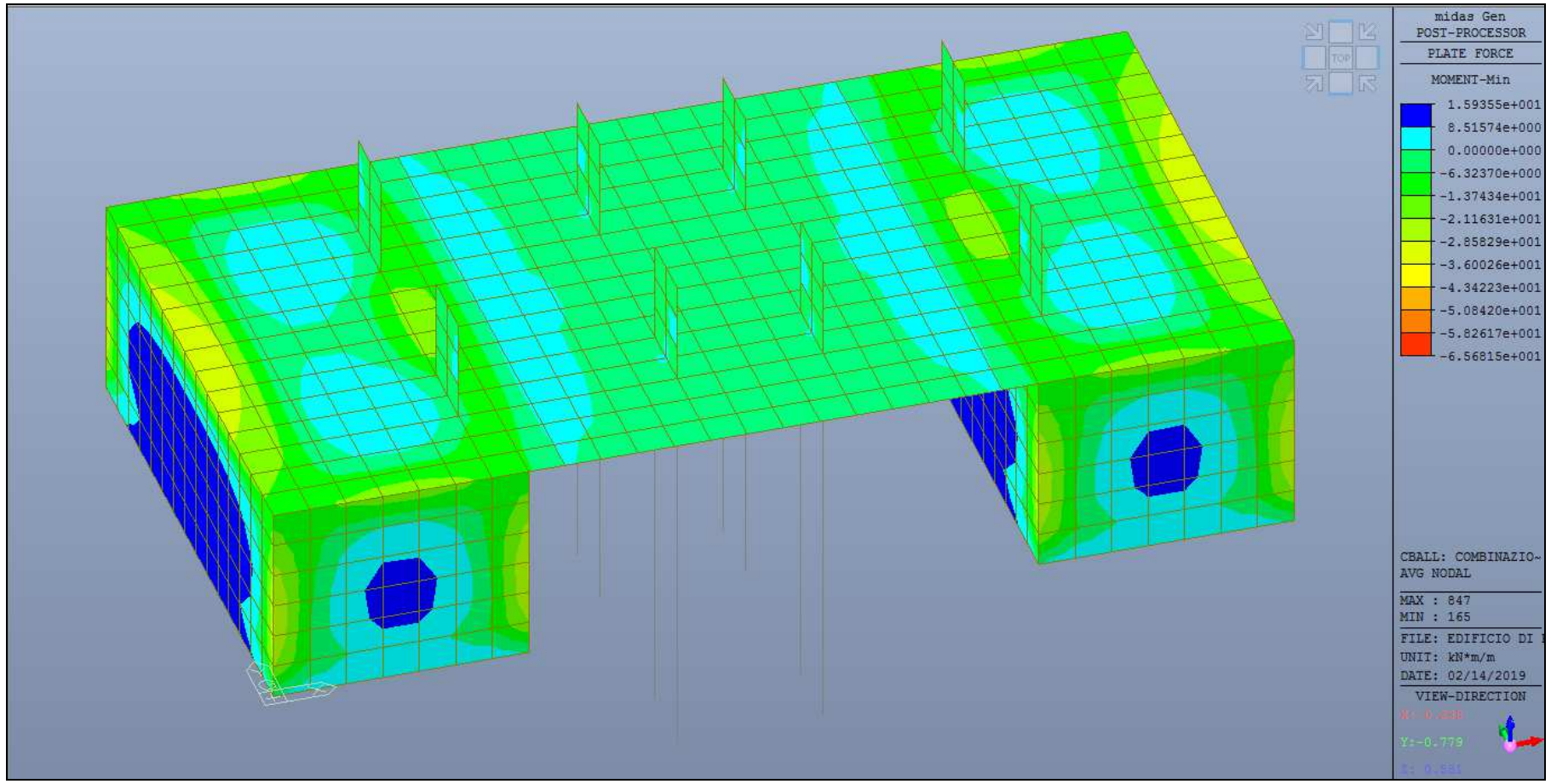


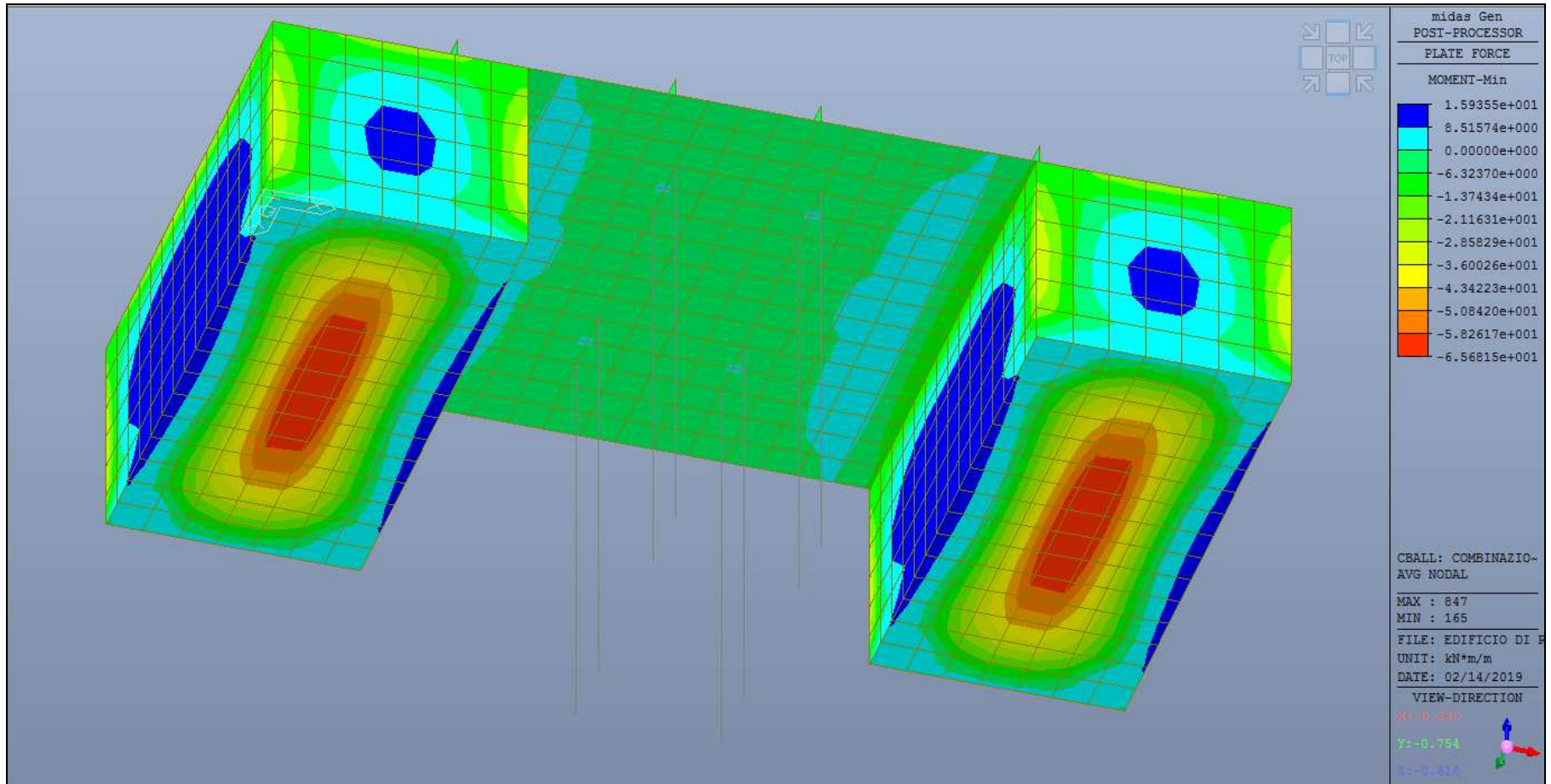


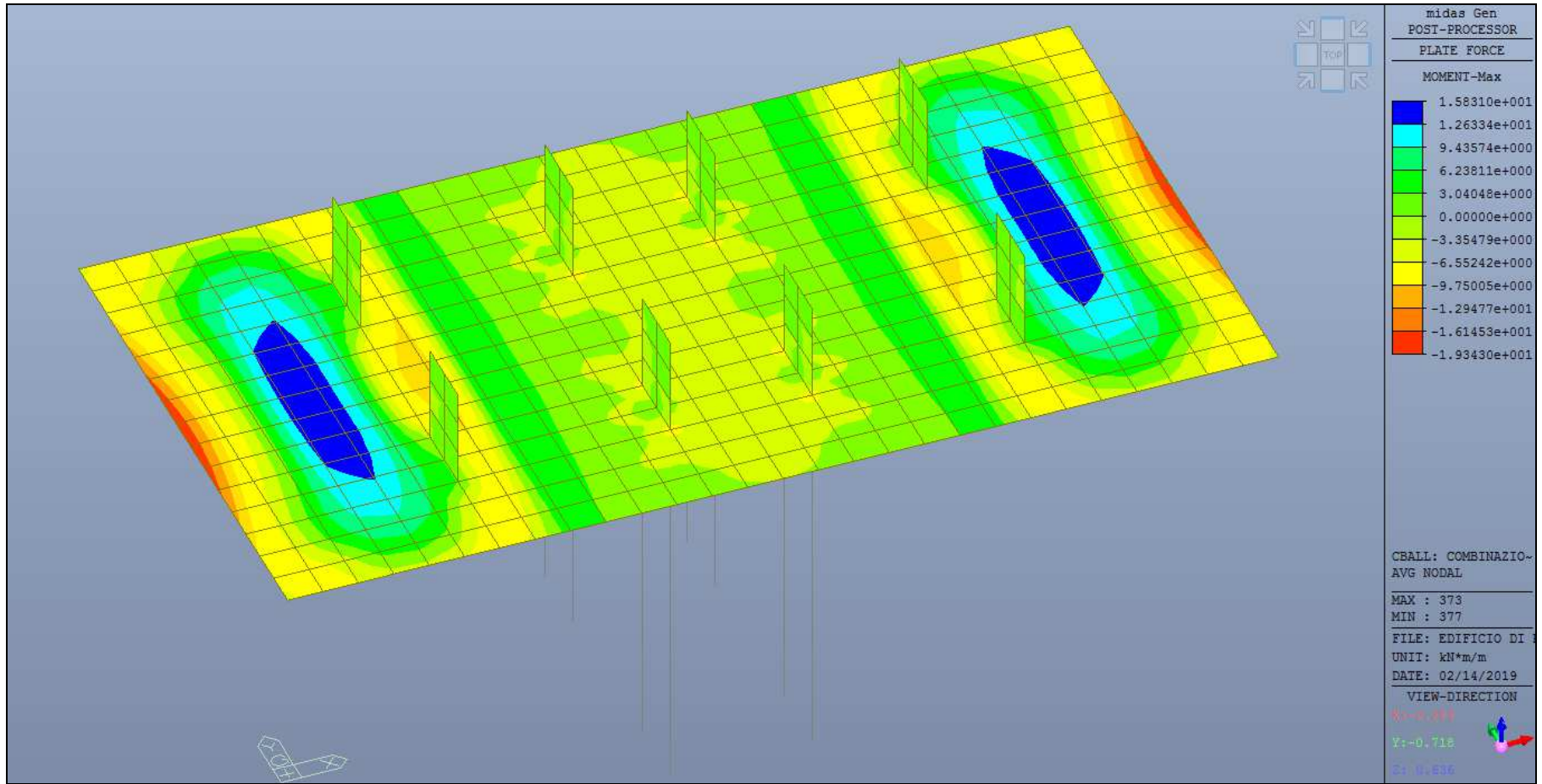
MOMENTO FLETTENTE A SLU – COMBINAZIONE FONDAMENTALE

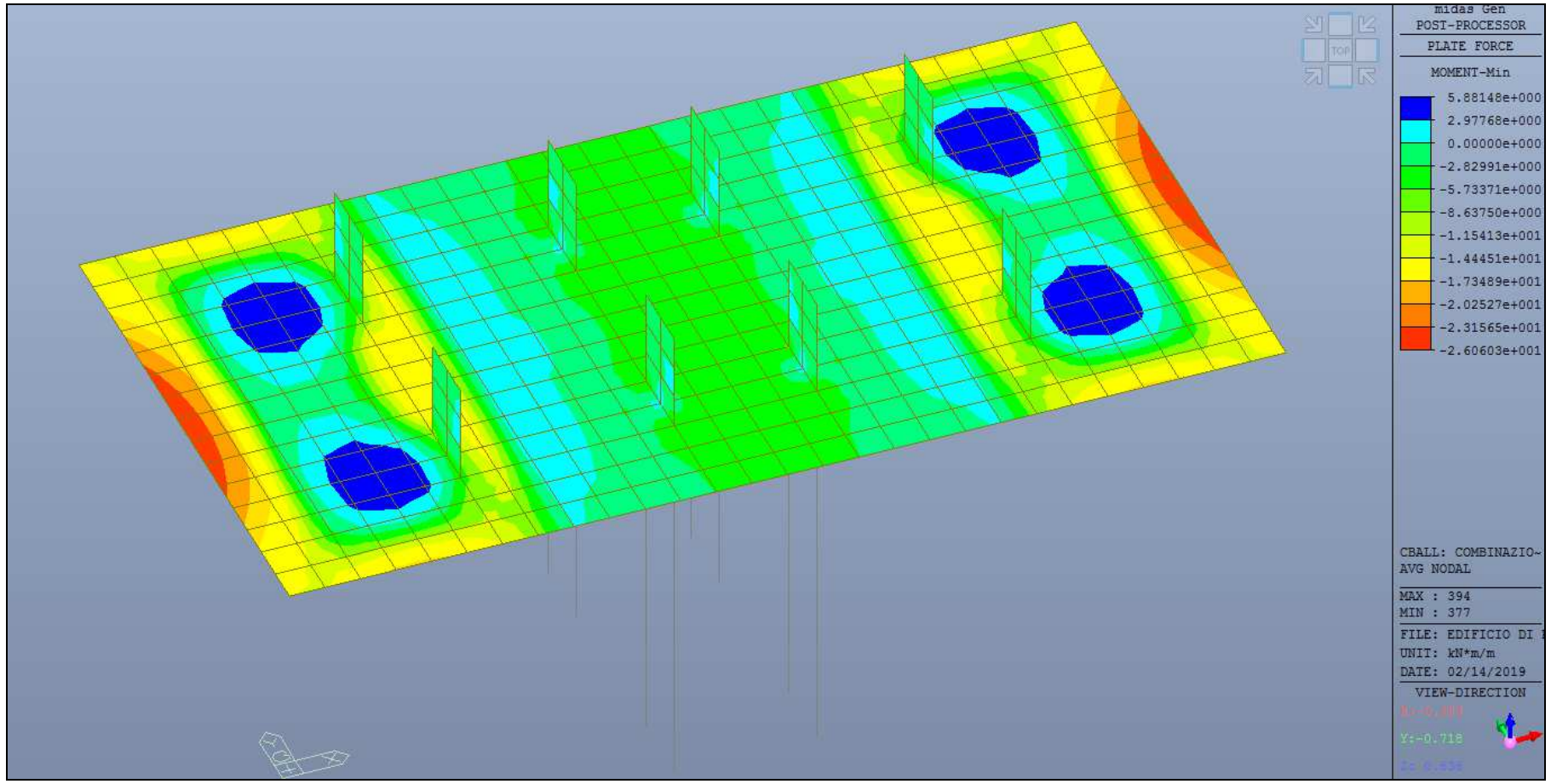




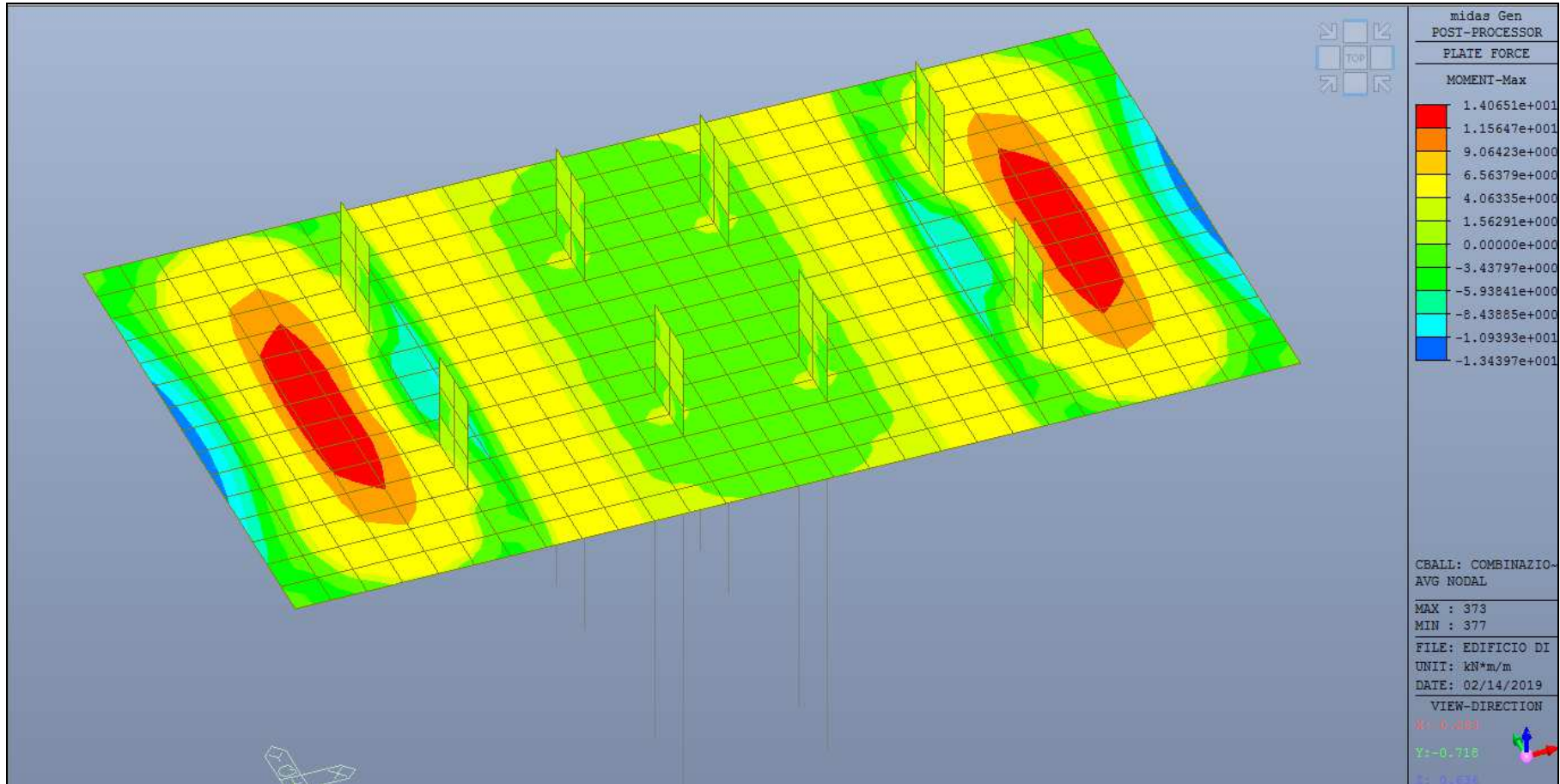


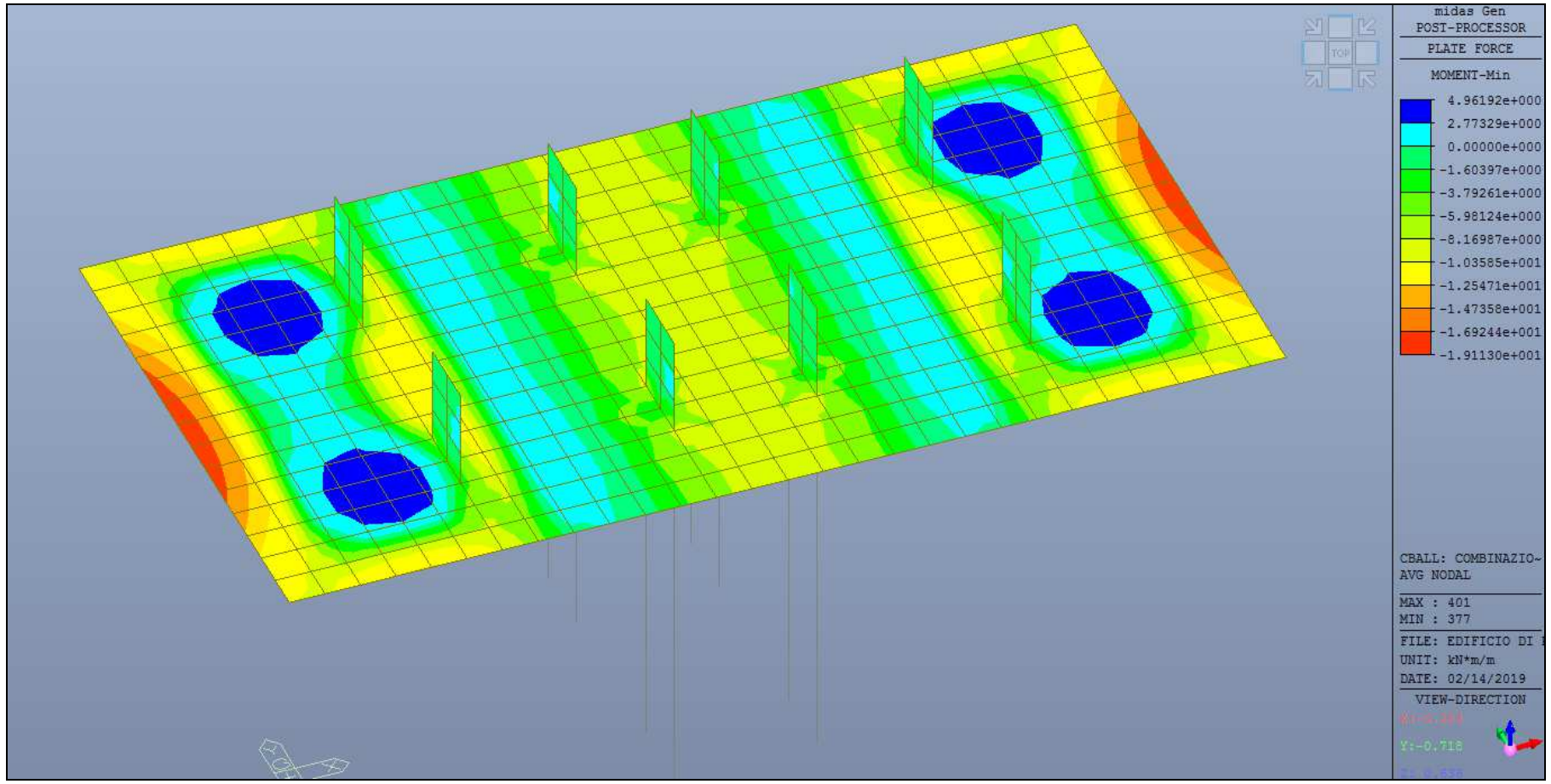




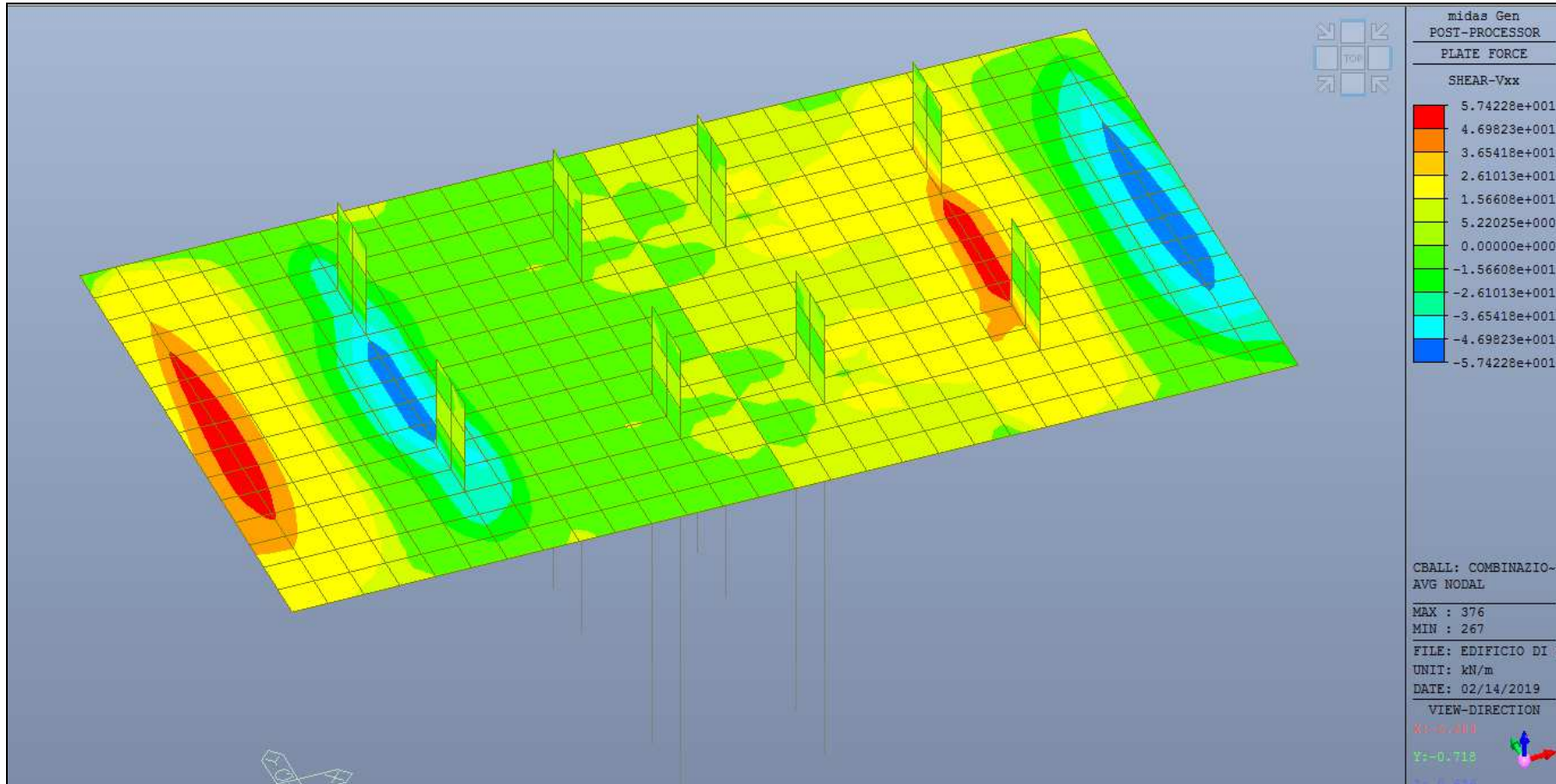


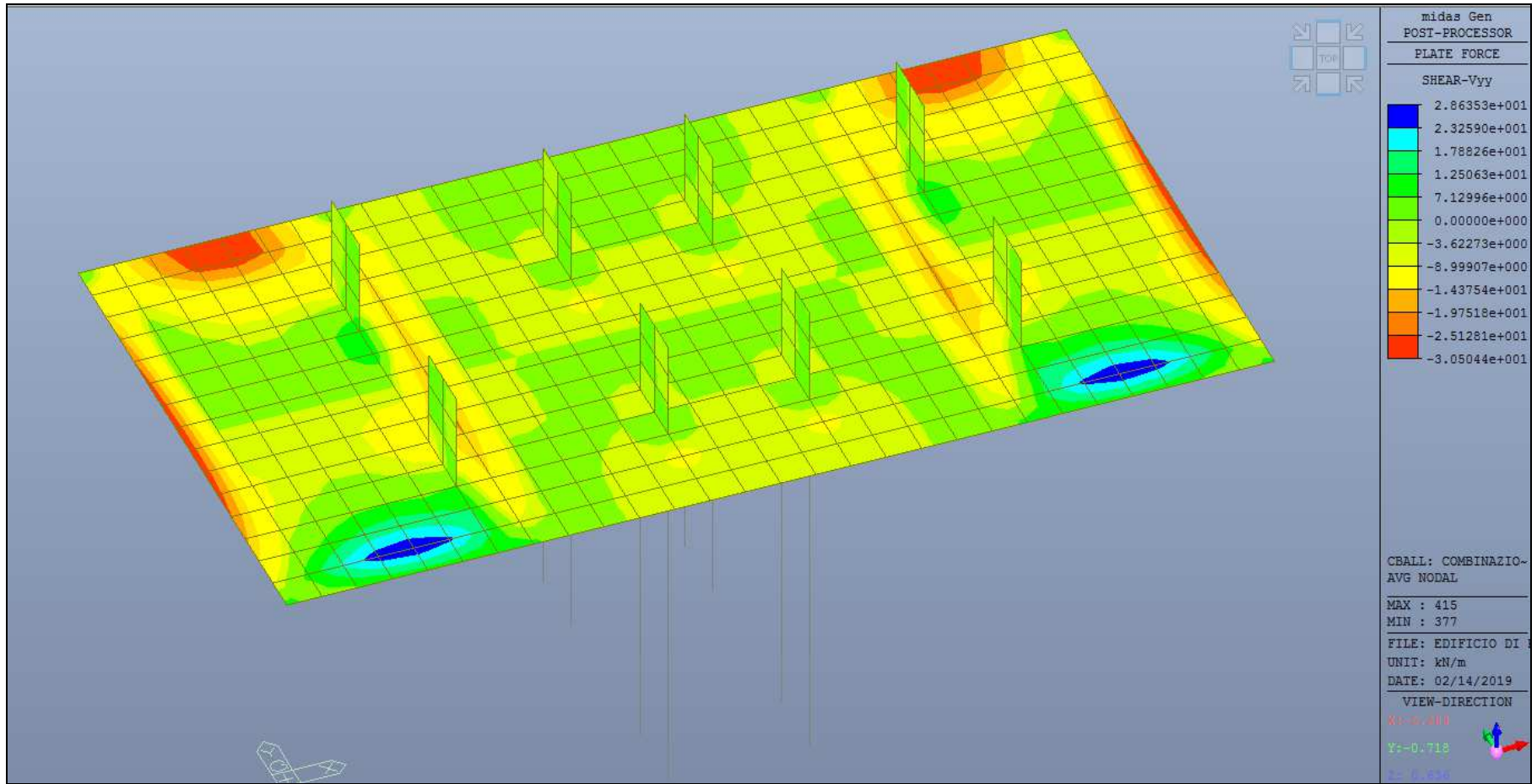
MOMENTO FLETTENTE A SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA



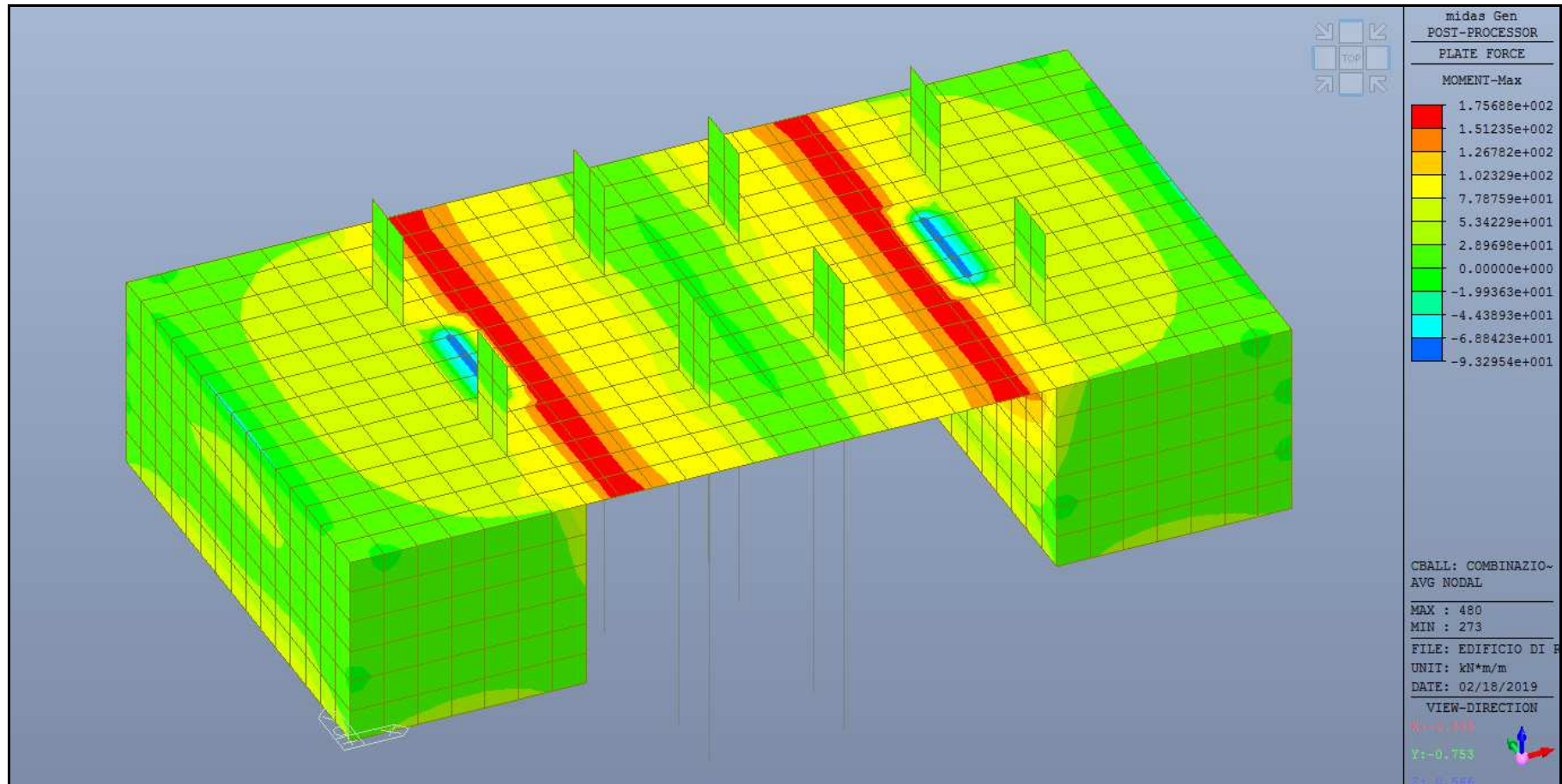


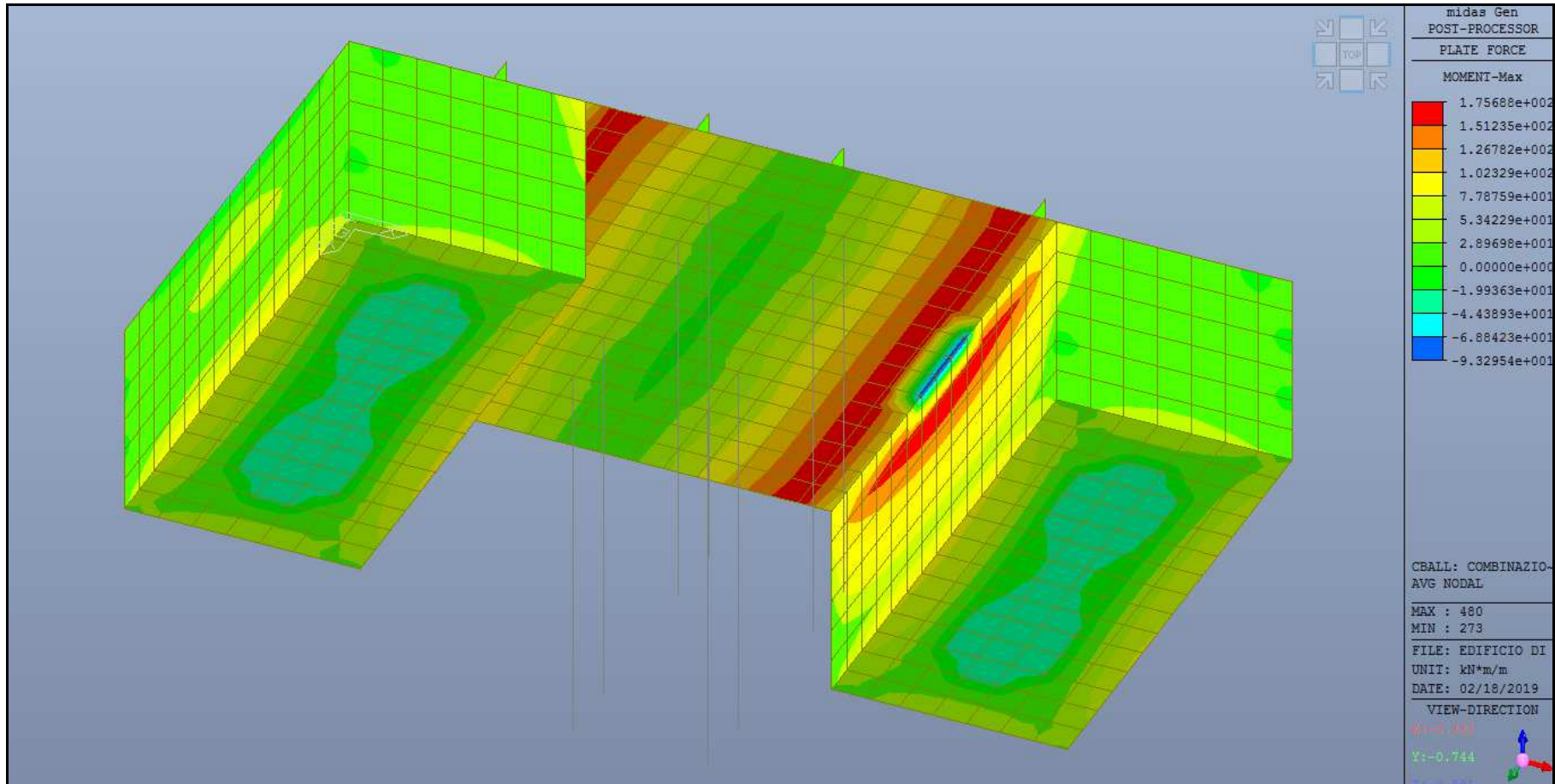
TAGLIO A SLU – COMBINAZIONE FONDAMENTALE

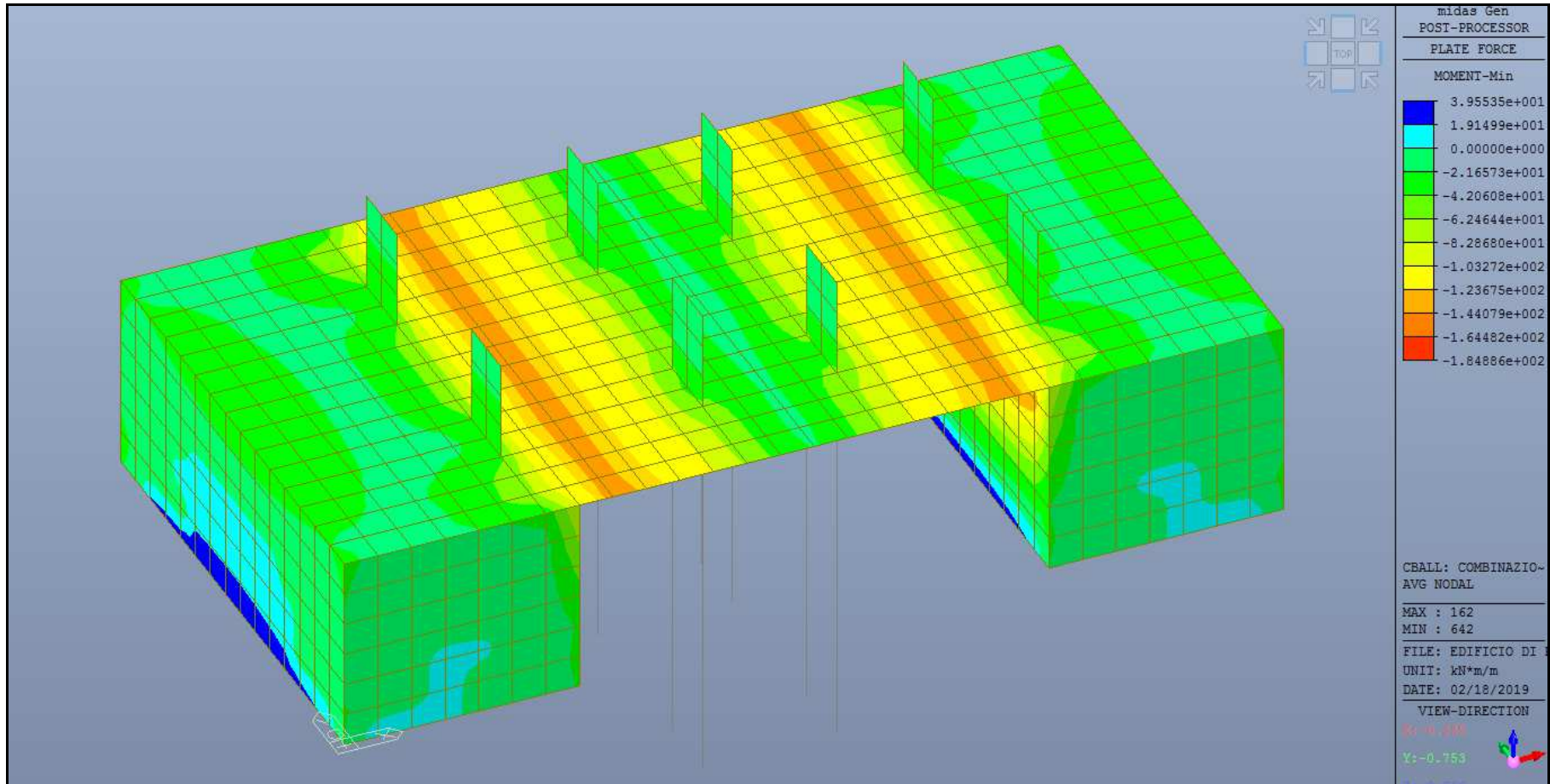


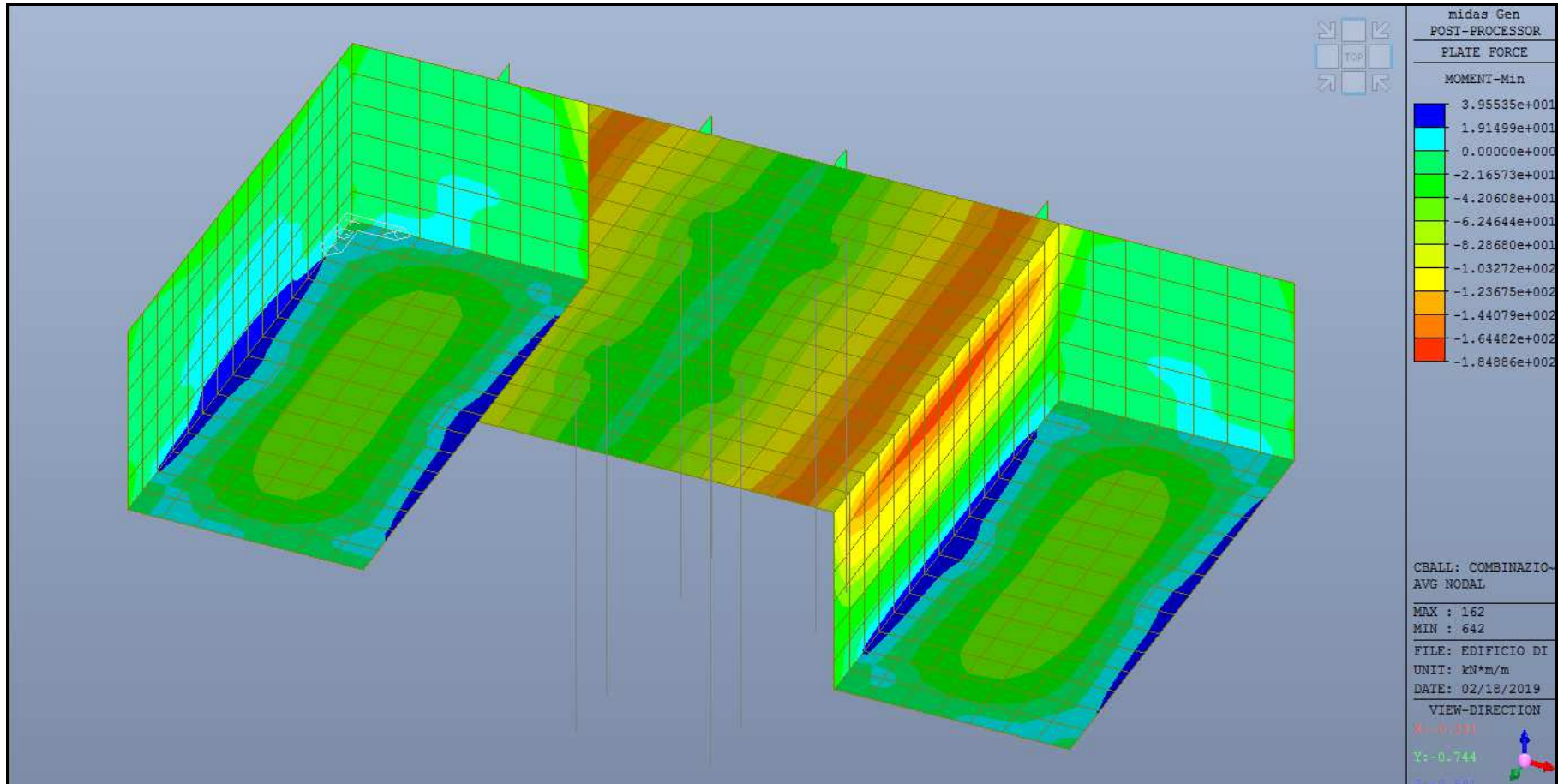


MOMENTO FLETTENTE A SLU – COMBINAZIONE SISMICA

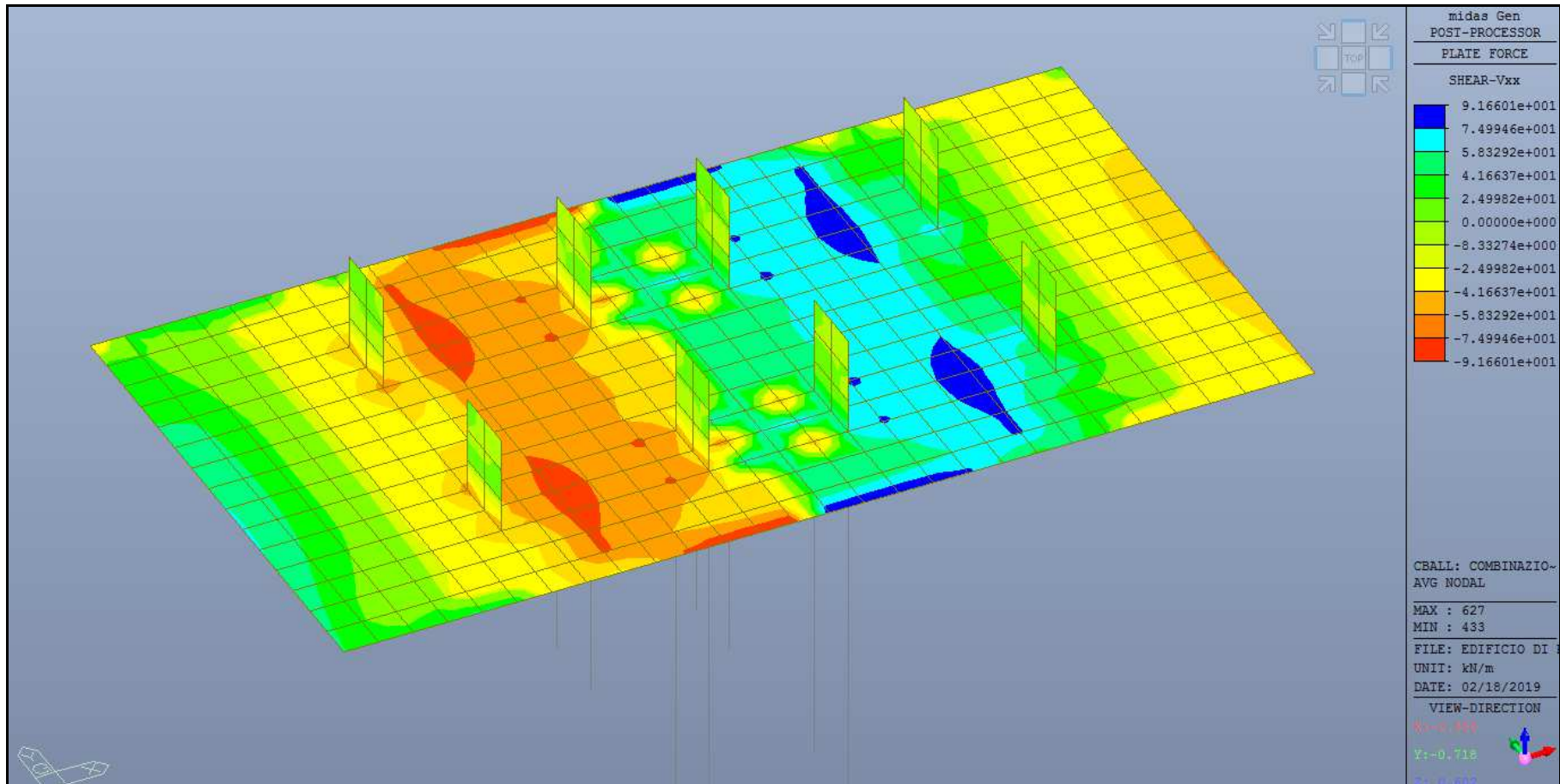


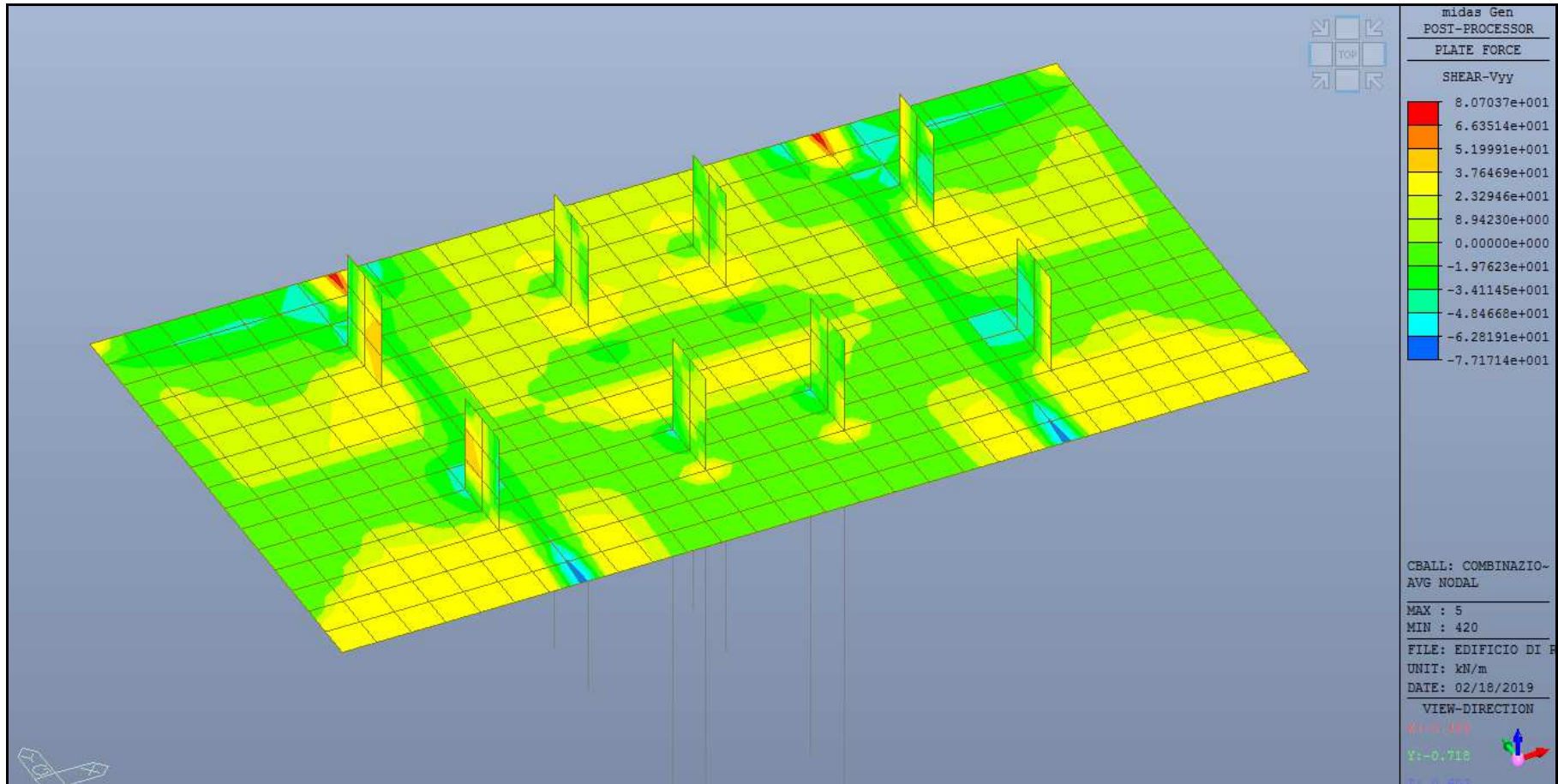




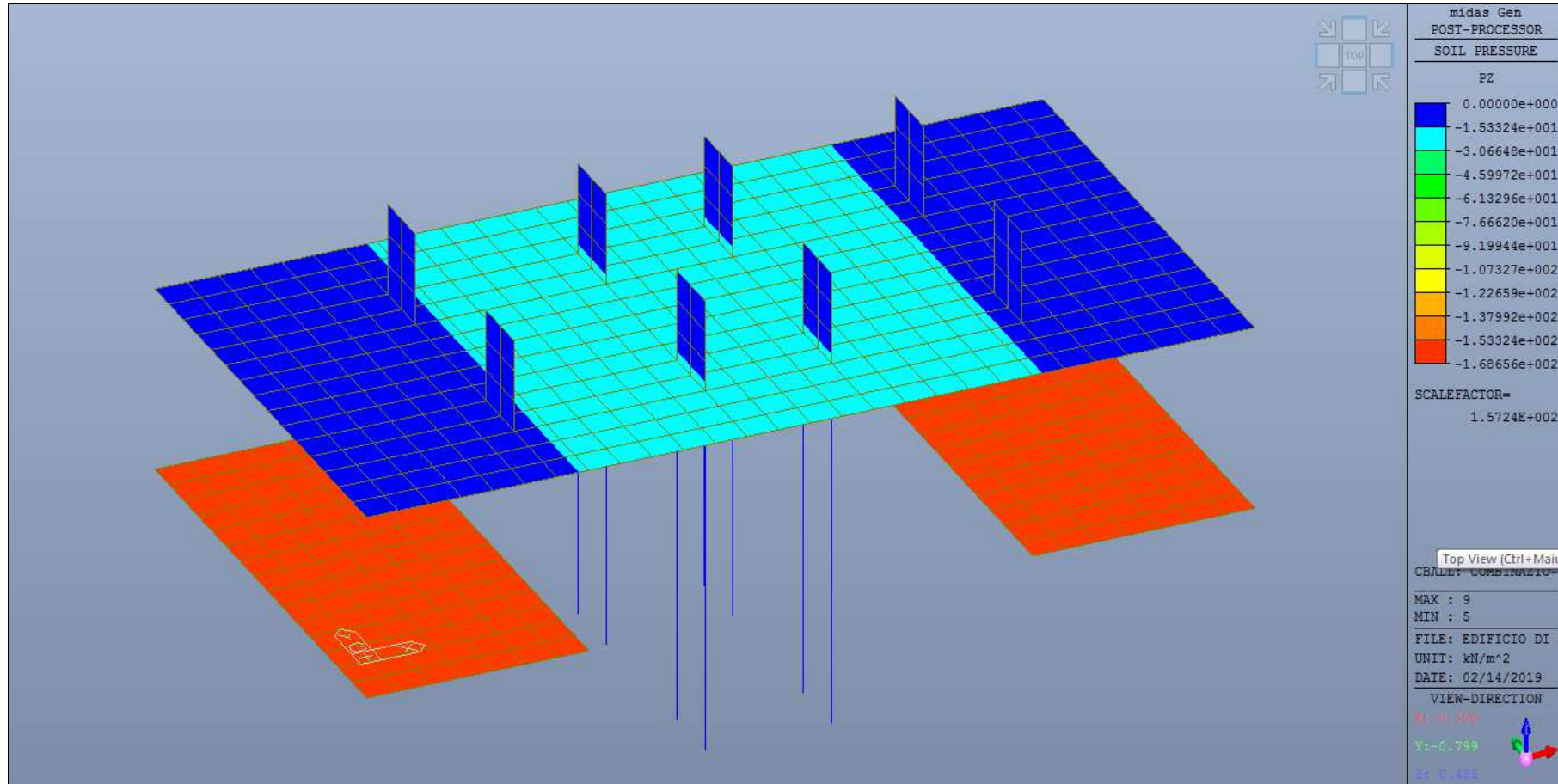


TAGLIO A SLU – COMBINAZIONE SISMICA

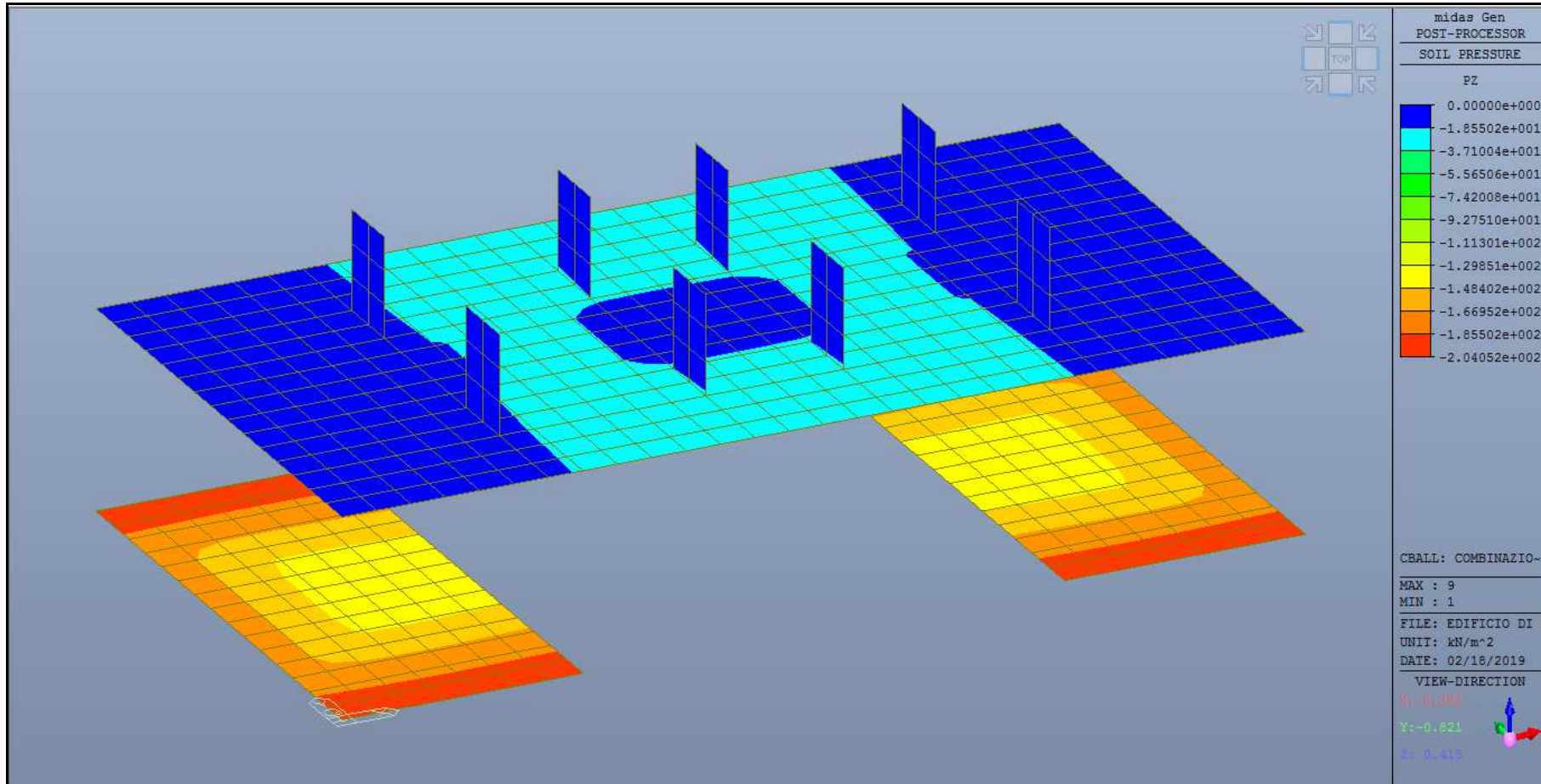




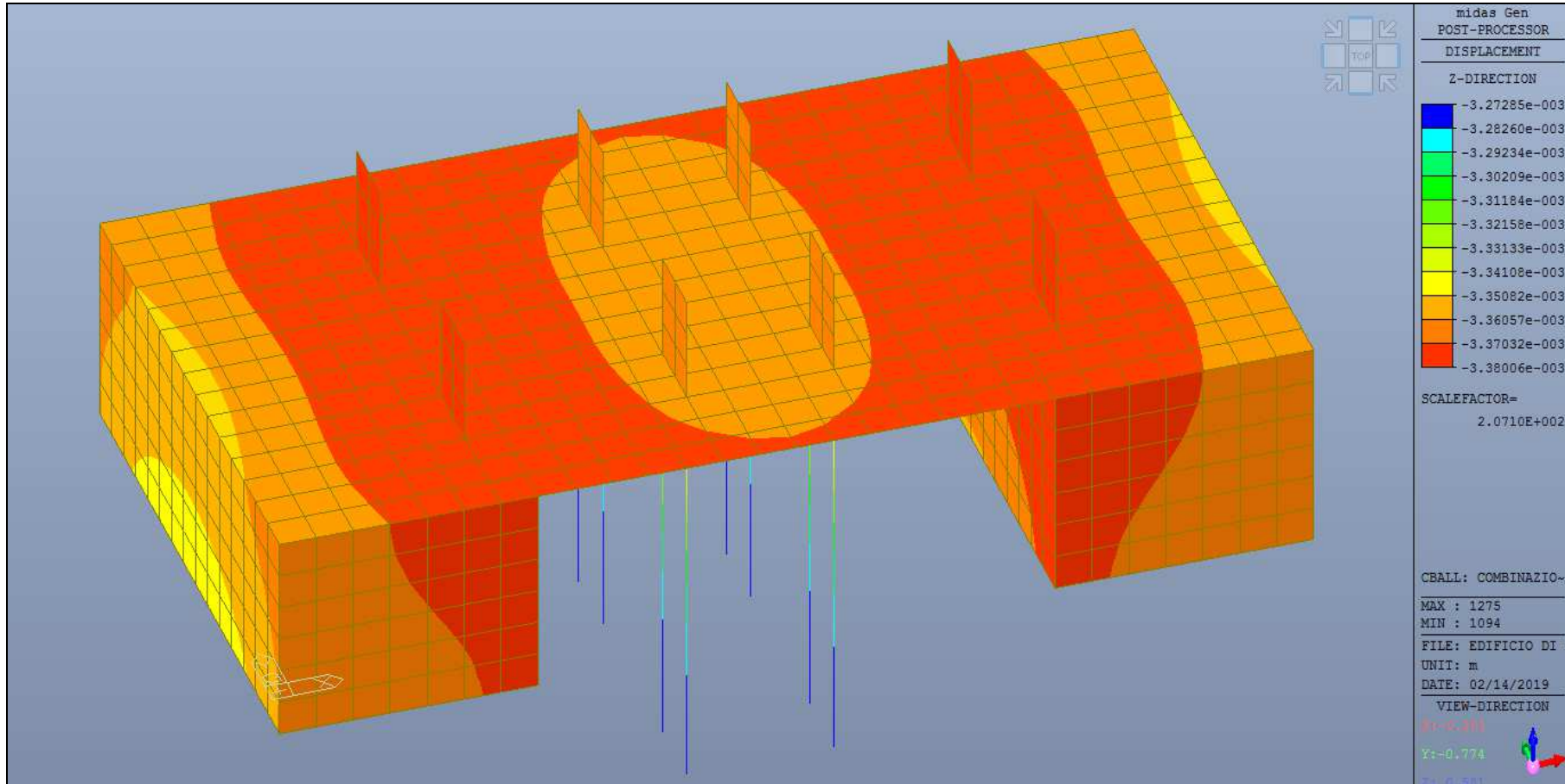
PRESSIONI TRASMESSE AL TERRENO A SLU – COMB. FONDAMENTALE

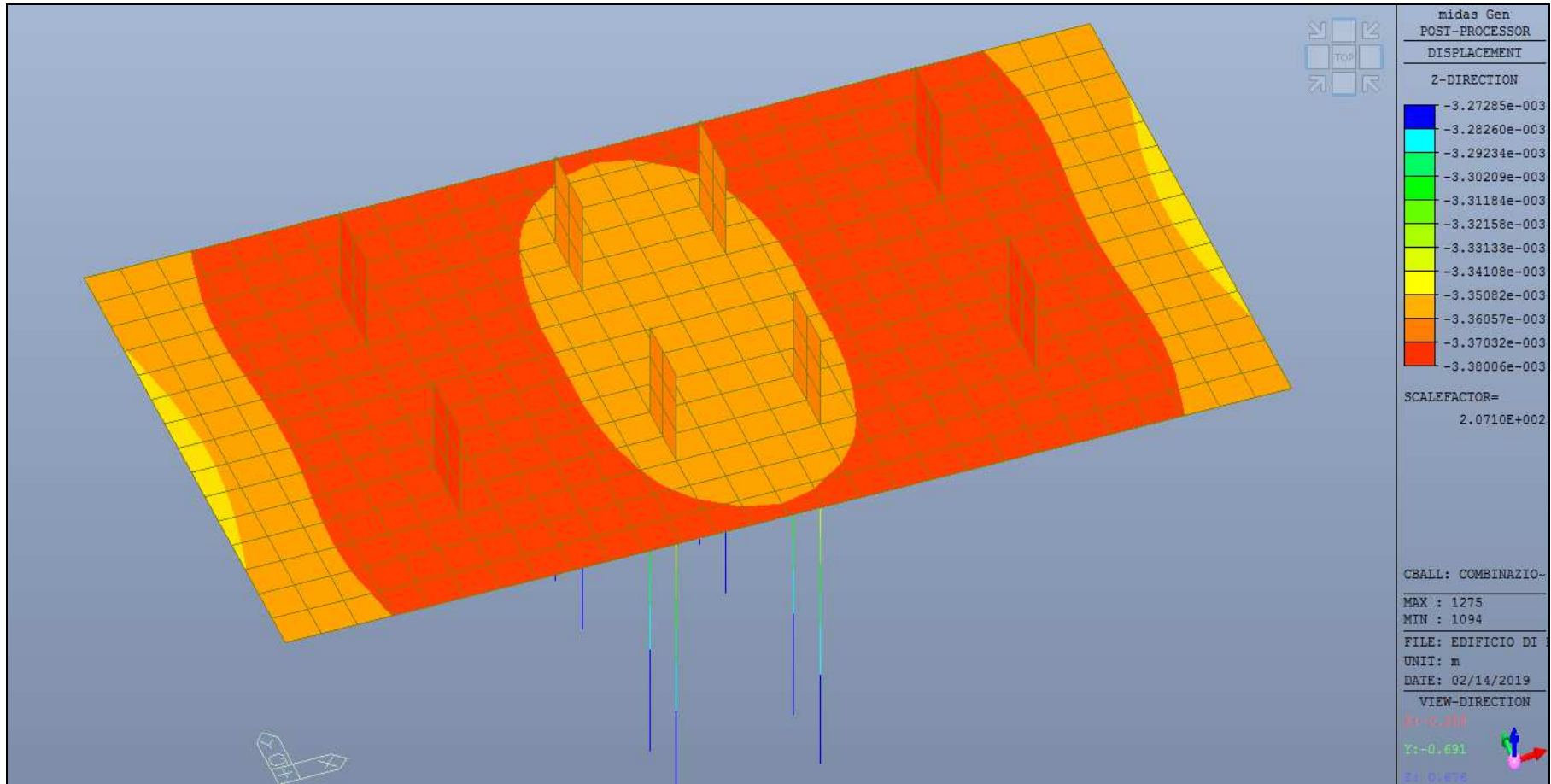


PRESSIONI TRASMESSE AL TERRENO A SLU – COMBINAZIONE SISMICA



CEDIMENTI A SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA





9.1.2 Verifiche strutturali

Vengono nel seguito sviluppate le verifiche strutturali a SLU e a SLE ai sensi delle N.T.C., relativamente alle porzioni principali delle costruzioni ed alle sezioni maggiormente sollecitate della platea di fondazione e relativa ai blocchi di ancoraggio (manufatti di regolazione tipologia “A”).

Tali verifiche sono, in tal senso, da ritenersi equivalenti per entrambe le tipologie costruttive (tipologia “A” e “B”), per le quali si adotterà un’armatura analoga.

Per maggiori dettagli circa le armature progettualmente previste si rimanda alle *tavole grafiche n. 19, 20 e 21*.

MANUFATTI DI REGOLAZIONE TIPOLOGIA “A” – VERIFICHE A SLU E A SLE

PLATEA DI FONDAZIONE SUPERIORE

DATI

Altezza sezione	h	0.50	m
Larghezza sezione	b	1.00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	50	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.05	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.45	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	47.8	kNm
Taglio agente	V_{sd}	103.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	30.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	34.6	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	30.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	25.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	33.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	26230	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.2	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14167	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.08	N/mm ²
	$f_{ctk,0,05}$	1.80	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1196983	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	12642.9	kN
Profondità dell'asse neutro	x	1.116	m
Momento resistente	M_{Rd}	47.8	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	$\xi=x/d$	2.479	/
Area minima da normativa	A_{min}	675	mm ²
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	32351	mm ²
Area di calcolo	A_{max}	32351	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	\varnothing_1	12	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	\varnothing_1	0	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	565	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	\varnothing_2	12	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	\varnothing_2	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	565	mm ²
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	565	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	565	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	35	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ϵ_c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ϵ_s	0.0414	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ϵ'_s	0.0014871	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14.2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	312	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-397696	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	221105	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	176591	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.078	/
Momento resistente	M_{Rd}	102.7	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	47.8	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0.0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	678	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	671	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	989	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	318	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	103.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	678.24	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	40	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	500	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	450	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	500000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	30000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	34600000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	333	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2.01	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10446	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n_{eff}	20.10	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	565	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	565	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11.25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15.00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	54	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	644167310	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	2.53	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	123	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	1	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	2.92	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	142	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	2	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	86	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	1732306742	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	1.50	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	127	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	1.73	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	146	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	123	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.005	/
Carichi di breve durata	1	k_t	0.6
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00035	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	12	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	365	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0.218	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO		$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO

BLOCCHI DI ANCORAGGIO

DATI

Altezza sezione	h	0.50	m
Larghezza sezione	b	1.00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	50	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.05	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.45	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	115.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	245.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	80.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	87.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	30.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	25.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	33.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	26230	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.2	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14167	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.08	N/mm ²
	$f_{ctk,0,05}$	1.80	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1196983	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	12489.0	kN
Profondità dell'asse neutro	x	1.102	m
Momento resistente	M_{Rd}	115.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	$\xi=x/d$	2.449	/
Area minima da normativa	A_{min}	675	mm ²
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	31934	mm ²
Area di calcolo	A_{max}	31934	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	\varnothing_1	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	\varnothing_1	0	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	\varnothing_2	16	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	\varnothing_2	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm ²
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	44	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ϵ_c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ϵ_s	0.0324	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ϵ'_s	0.0004916	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14.2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	103	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-496871	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	393076	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	103795	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.097	/
Momento resistente	M_{Rd}	173.4	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	115.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0.0	radianti
Diametro ferri	Φ	16	mm
Area del ferro	A	200.96	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	804	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	636	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	989	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	353	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	245.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	16	mm
Area del ferro	A	200.96	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	4	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1.33333333	/
Passo armatura al taglio	s	75	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	803.84	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
Diametro armatura	Φ	16	mm
Area armatura	A	201	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	500	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	450	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	500000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	80000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	87000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	333	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2.01	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10446	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n_{eff}	20.10	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11.25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15.00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	70	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	1085133223	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	5.15	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	187	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	10	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	5.60	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	203	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	11	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	108	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	2848472894	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	3.03	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	193	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	3.29	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	210	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	187	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.008	/
Carichi di lunga durata	2	k_t	0.4
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00053	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	299	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0.272	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO		$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO

MANUFATTI DI REGOLAZIONE

TIPOLOGIA "A" – VERIFICHE COMBINAZIONE SISMICA A SLV

DATI

Altezza sezione	h	0.50	m
Larghezza sezione	b	1.00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	50	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.05	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.45	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	164.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	107.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	30.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	34.6	kNm

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	12374.6	kN
Profondità dell'asse neutro	x	1.092	m
Momento resistente	M_{Rd}	164.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	$\xi=x/d$	2.426	/
Area minima da normativa	A_{min}	675	mm ²
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	31654	mm ²
Area di calcolo	A_{max}	31654	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	\varnothing_1	12	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	\varnothing_1	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	2.5	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1068	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	\varnothing_2	12	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	\varnothing_2	16	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	2.5	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1068	mm ²
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1068	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1068	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	45	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ϵ_c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ϵ_s	0.0316	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ϵ'_s	0.0004033	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14.2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	85	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-508114	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	417643	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	90470	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.100	/
Momento resistente	M_{Rd}	183.4	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	164.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

Dai risultati di calcolo si evince come tutte le verifiche strutturali a SLU e a SLE possano ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto in esercizio della costruzione e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa tecnica per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.

Le deformazioni risultano compatibili con l'uso e la funzionalità dell'opera.

L'armatura principale sarà, quindi, costituita da una doppia rete elettrosaldada \emptyset 12/20x20 cm sia inferiormente che superiormente. In corrispondenza degli innesti della platea sui blocchi di ancoraggio saranno previsti dei ferri di armatura integrativi costituiti da \emptyset 16/50 cm disposti sia inferiormente che superiormente. Per maggiori dettagli si rimanda ai pertinenti elaborati grafici strutturali.

9.1.3 Verifiche strutturali dei micropali di fondazione

Si riportano, nel seguito, le verifiche strutturali relative ai micropali di fondazione, la cui introduzione è finalizzata alla riduzione degli spostamenti con l'ottimizzazione e dei cedimenti differiti a medio-lungo termine e all'omogenizzazione dei cedimenti e degli spostamenti differenziali della costruzione, secondo quanto previsto dal *paragrafo 6.4.3.3 delle NTC-2018*.

Per entrambe le tipologie di edifici di regolazione idrica sono previsti micropali di fondazione aventi le seguenti caratteristiche tecniche:

- diametro perforazione: 180 mm.
- lunghezza micropali: 6,0 m.
- tubolari: diametro 139,7 mm x sp. 8 mm, con acciaio classe S355.

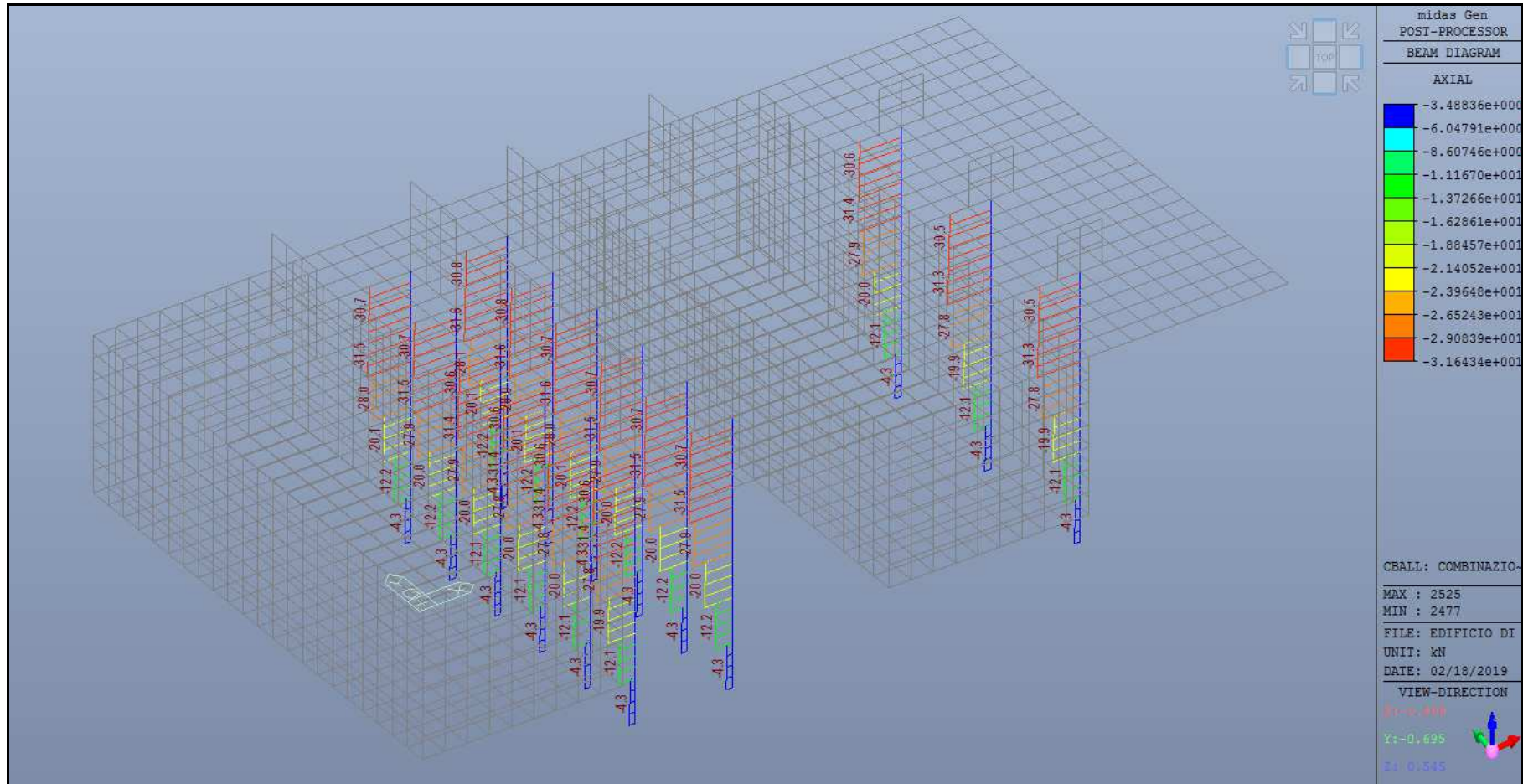
Ai fini delle presenti verifiche sono state considerate le sollecitazioni trasferite in fondazione maggiori tra le due differenti tipologie di manufatti di regolazione, sia relativamente alla combinazione caratteristica che alla combinazione sismica.

Si riportano, quindi, le sollecitazioni di calcolo agenti sui micropali determinate direttamente dal modello di calcolo agli elementi finiti e relative alla combinazione più gravosa di verifica a SLU / SLV, con l'involuppo delle combinazioni fondamentale e sismica.

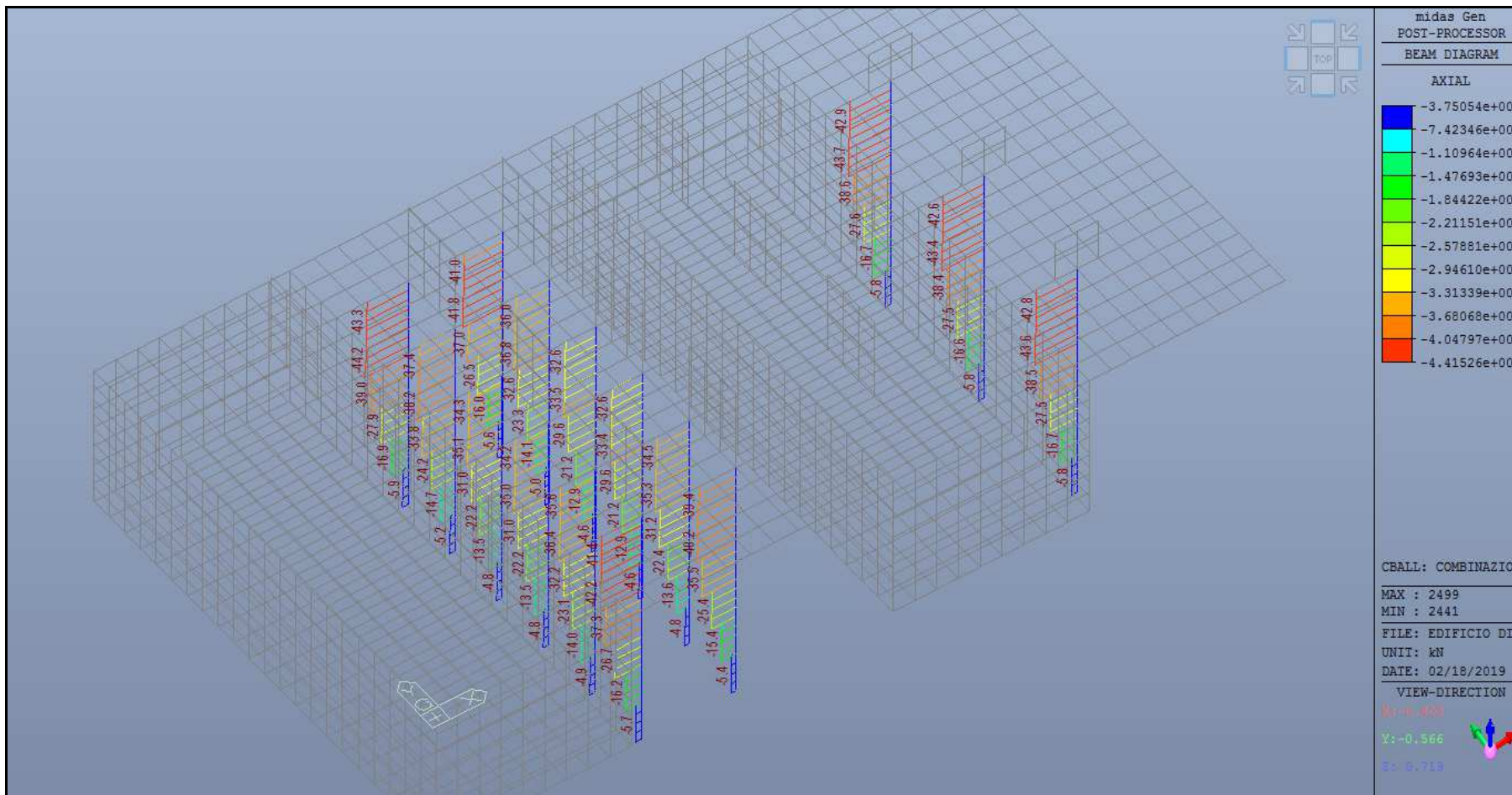
MANUFATTI DI REGOLAZIONE

TIPOLOGIA "A"

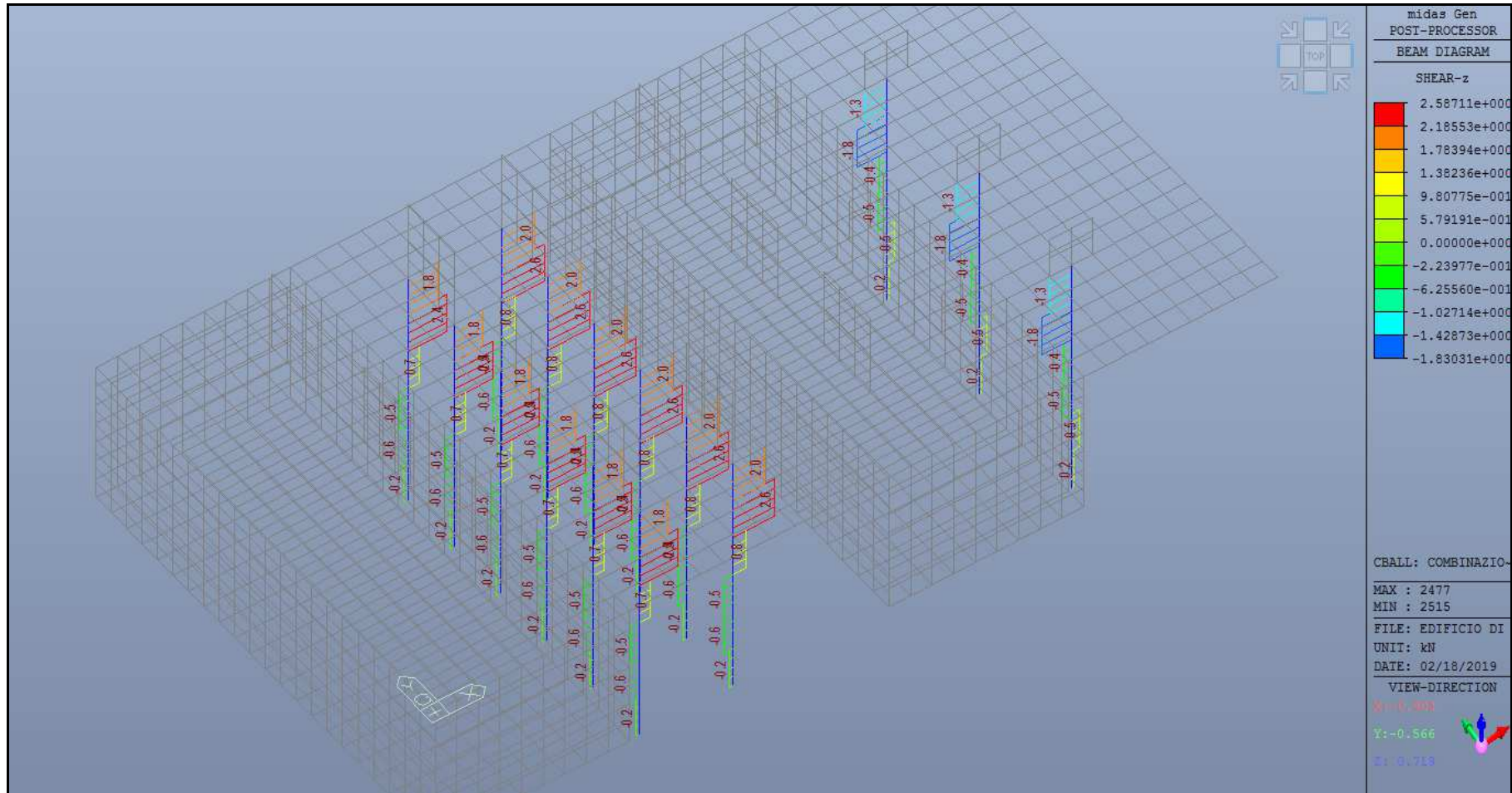
SFORZO NORMALE DI COMPRESIONE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA



SFORZO NORMALE DI COMPRESIONE – INVOLUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE / SISMICA



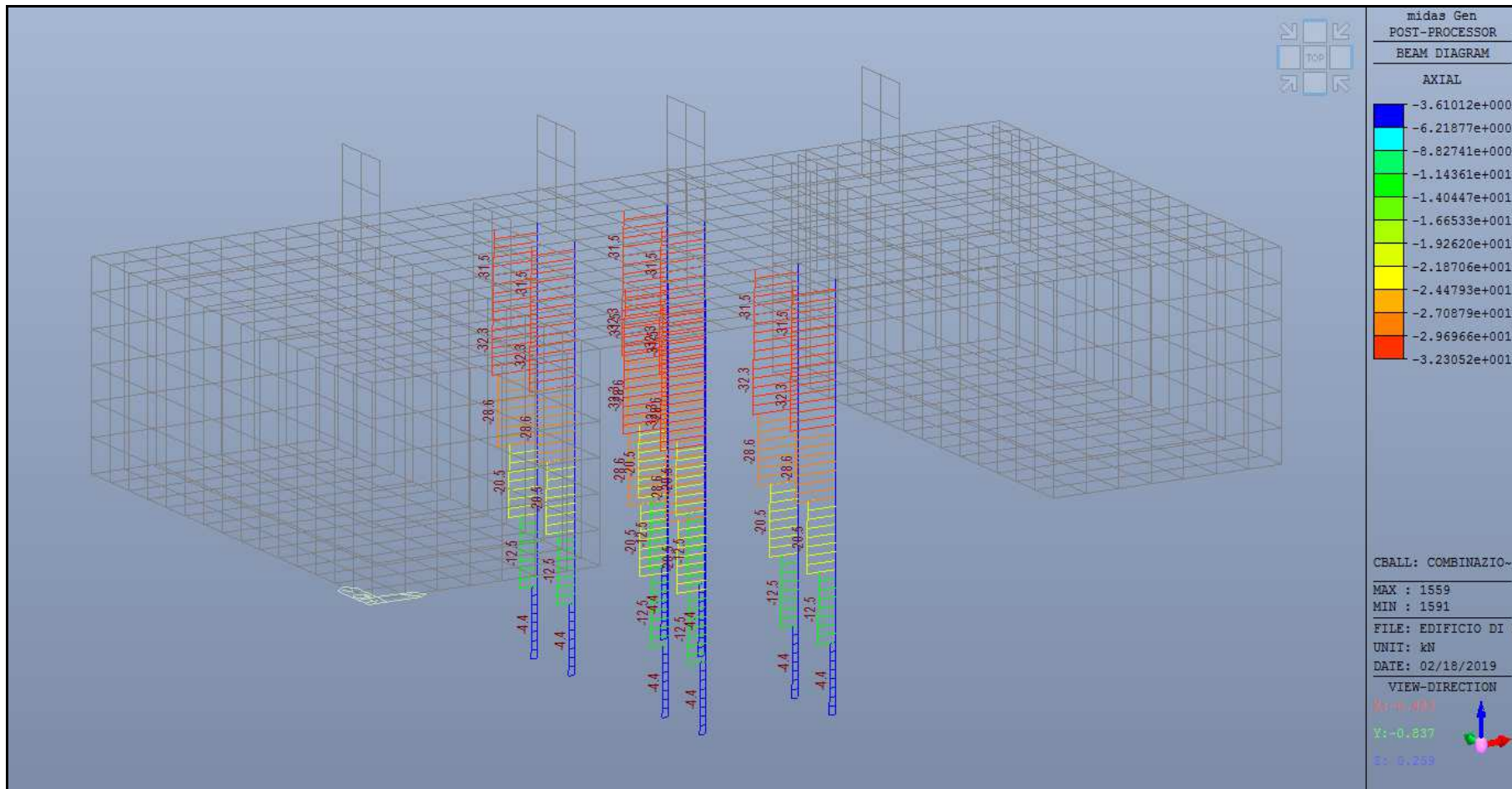
TAGLIO – INVOLUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE / SISMICA



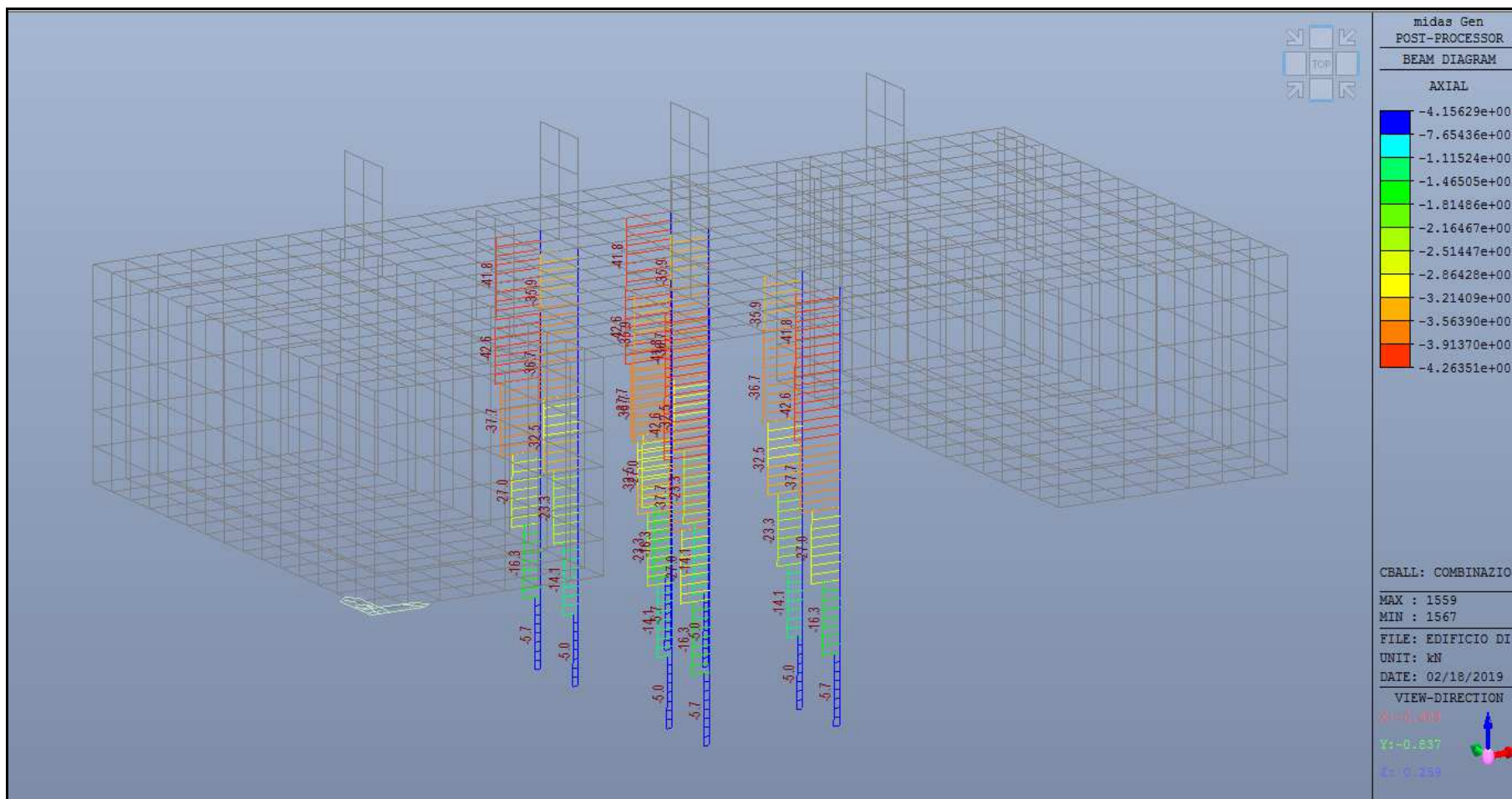
MANUFATTI DI REGOLAZIONE

TIPOLOGIA "B"

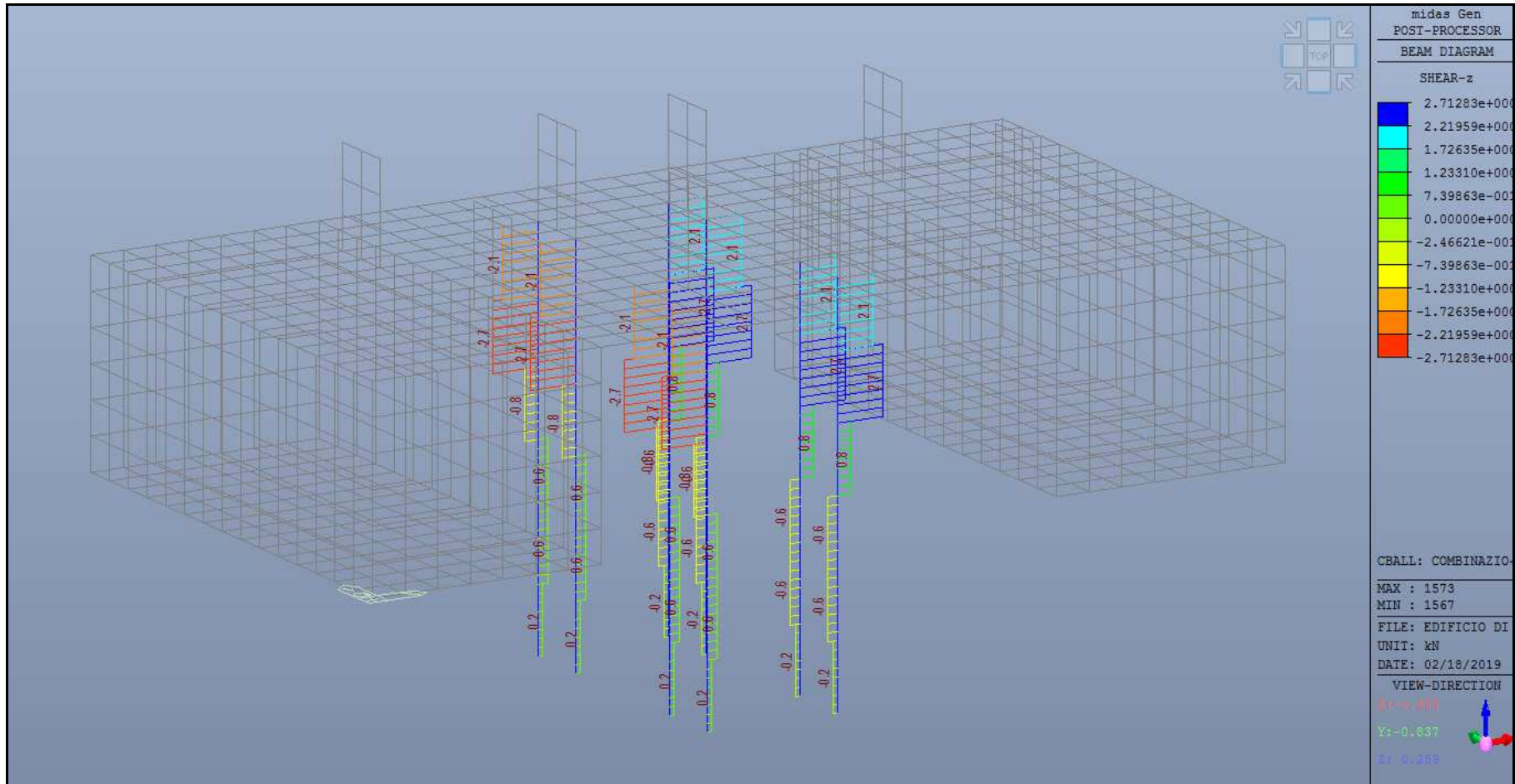
SFORZO NORMALE DI COMPRESIONE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA



SFORZO NORMALE DI COMPRESSIONE – INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE / SISMICA



TAGLIO – INVILUPPO COMBINAZIONE FONDAMENTALE / SISMICA

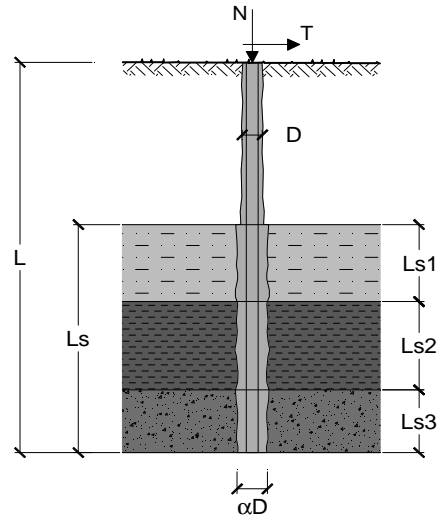


OPERA: Micropali di fondazione manufatti di regolazione idraulica

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	0.00	44.00	44.00
T (kN)	0.00	3.00	3.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_s traz
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
NTC-2018			1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.18 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 6.00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø139,7 x 8,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 3310 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 7.203E+06 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 103'119 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 15.0 (MN/m³)

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$
$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 0.817 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 1.84 \quad (\text{kN m})$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 31.09 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = -4.50 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 1.81 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{id} = 31.25 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

9.1.4 Verifiche geotecniche

Vengono nel seguito sviluppate le pertinenti verifiche di tipo geotecnico a capacità portante (carico limite) a stato limite ultimo e la stima dei cedimenti a stato limite di esercizio dei manufatti in progetto, relativamente alle sollecitazioni più gravose ottenute da calcoli.

Le verifiche a capacità portante sono state condotte sia in termini di tensioni efficaci (condizioni drenate) che in termini di tensioni totali (condizioni non drenate), per la **combinazione A1+M1+R3**, considerando, aggiuntivamente, anche i fattori correttivi sismici “z” come definiti da *Paolucci & Pecker* (1997). I parametri geomeccanici del terreno applicati sono stati prudenzialmente riferiti all'unità geotecnica II, eccetto per il valore di coesione efficace per le verifiche in condizioni drenate (tensioni efficaci), ragionevolmente assunto pari a 5 kPa (valore medio unità geotecnica III) trattandosi, comunque, di terreni dotati di un certo grado di coesività e in riferimento all'unità geotecnica III per le verifiche in condizioni non drenate (tensioni totali); la falda è stata cautelativamente posta ad una profondità di 3,0 m dal piano campagna.

Le verifiche sono state effettuate in relazione alla platea superiore, considerando la fascia omogenea centrale, non supportata dai blocchi di ancoraggio, relativa ai manufatti di regolazione di tipologia "A", di dimensioni pari a m 4,5 x 11,0 e sostanzialmente soggetta ad un carico verticale globale a SLU, desumibile dai risultati di calcolo, pari a circa 1300 kN.

Verifica in condizioni drenate:

Il carico limite che può gravare sul terreno in condizioni di tipo drenato è determinabile mediante il metodo di *Brinch-Hansen* secondo la seguente espressione:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma$$

Verifica combinazione A1+M1+R3

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	4.5	m
L	11.0	m
Base ridotta [B']	4.5	m
Lunghezza ridotta [L']	11.0	m
m	1.71	
N _y	5.39	
N _q	6.40	
N _c	14.83	
i _y	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _y	0.84	
s _q	1.15	
s _c	1.18	
b _y	1.00	
b _q	1.00	
b _c	1.00	
g _y	1.00	
g _q	1.00	
g _c	1.00	
d _y	1.00	
d _q	1.04	
d _c	1.04	
Z _y	0.39	
Z _q	0.39	
Z _c	0.89	
q_{lim}	170	kN/m²

Il carico che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cong 0,17 \text{ N/mm}^2 \text{ (1,7 kg/cm}^2\text{)}$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 0,17/2,3 \cong 0,074 \text{ N/mm}^2 \text{ (0,7 kg/cm}^2\text{)} > q_d = 0,026 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{F.S.} \cong 0,17 \text{ N/mm}^2 / 0,026 \text{ N/mm}^2 \cong 6,5 > 2,3 \text{ (R3)}$$

Verifica in condizioni non drenate:

Il carico limite che può gravare sul terreno in condizioni di tipo non drenato è determinabile mediante il metodo di *Brinch-Hansen* secondo la seguente espressione:

$$q_{lim} = c_U \cdot N_c \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + q$$

Verifica combinazione A1+M1+R3

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	4.5	m
L	11.0	m
Base ridotta [B']	4.5	m
Lunghezza ridotta [L']	11.0	m
m	1.71	
N _c	5.14	
i _c	1.00	
s _c	1.08	
b _c	1.00	
g _c	1.00	
d _c	1.04	
z _c	0.89	
q_{lim}	210	kN/m²

Il carico che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} \cong 0,21 \text{ N/mm}^2 \text{ (2,1 kg/cm}^2\text{)}$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 0,21/2,3 \cong 0,09 \text{ N/mm}^2 \text{ (} 0,9 \text{ kg/cm}^2 \text{)} > q_d = 0,026 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{F.S.} \cong 0,21 \text{ N/mm}^2 / 0,026 \text{ N/mm}^2 \cong 8,0 > 2,3 \text{ (R3)}$$

LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE

Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute, con buon margine di sicurezza, compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.

L'entità delle pressioni trasmesse al terreno di fondazione in condizioni di esercizio risulta, peraltro, inferiore a 1,0 kg/cm² e, come tali, possono essere ritenute compatibili con le caratteristiche geotecniche del sito e del sistema terreno-fondazione.

I cedimenti sono stimabili dell'ordine di pochi millimetri; i cedimenti differenziali nell'ambito dello sviluppo lineare della platea di fondazione si mantengono, inoltre, nell'ordine di pochi millimetri. Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono essere ritenuti del tutto compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità delle costruzioni progettualmente previste e delle apparecchiature elettromeccaniche supportate.

9.1.5 Stima dei micropali di fondazione

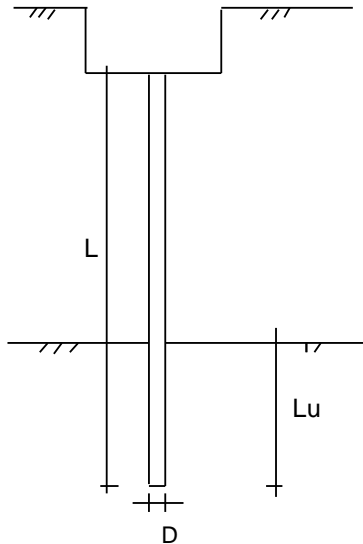
Viene, infine, nel seguito riportata la stima del cedimento medio dei micropali di fondazione.

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Micropali di fondazione manufatti di regolazione idraulica

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.18	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	44.00	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	6.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	4.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	40000	(kN/m ²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P_{max} / E * L_u$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): \quad 1.85 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P_{max} / E * L_u \quad \mathbf{0.51 \quad (mm)}$$

Si ottengono, pertanto, cedimenti su ciascun micropalo e, conseguentemente, di ciascuna coppia di micropali di entità trascurabile (inferiori al millimetro) e, come tali, compatibili con i cedimenti complessivi attesi per la platea di fondazione e con la corretta funzionalità in esercizio dell'opera e delle apparecchiature elettromeccaniche supportate.

9.1.6 Validazione del modello di calcolo

I risultati relativi alla stima dei cedimenti delle fondazioni ottenuti con il modello di calcolo agli elementi finiti sono stati opportunamente confrontati con quelli ottenuti applicando un modello numerico semplificato sia a scopo di riscontro numerico che al fine della validazione e della verifica di attendibilità dei risultati stessi secondo quanto previsto dalle N.T.C. In tal senso si può, dunque, evidenziare una sostanziale congruità dei valori di cedimento immediato di calcolo a meno di una limitata ed accettabile tolleranza massima di circa il 5%.

Per le suddette ragioni si può, dunque, concludere che i risultati ottenuti dalla modellazione globale delle fondazioni della costruzione con l'ausilio del codice di calcolo numerico agli elementi finiti *Midas Gen* possano ritenersi accettabili e compatibili con le risultanze delle analisi semplificate e, come tali, attendibili e validabili a tutti gli effetti.

9.2 Locali tecnici a servizio dei manufatti di regolazione idraulica

9.2.1 Verifica semplificata dei fabbricati in muratura

La valutazione della sicurezza globale e la verifica dei locali tecnici in progetto è stata condotta secondo i principi fondamentali ed alla metodologia semplificata prevista dai capitoli 4 e 7 delle N.T.C., con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura e accertando, in particolare, che:

- le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità;
- nessuna altezza interpiano sia superiore a 3,5;
- il numero di piani non sia superiore a 3 (entro e fuori terra) per costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata;
- la planimetria dell'edificio sia inscritta in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3;
- la snellezza della muratura, secondo l'espressione 4.5.1 delle N.T.C.-2018, non sia in nessun caso superiore a 12;
- il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m²;
- in ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano

i requisiti geometrici della *Tab. 7.8.II*. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non inferiore al 75% della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti);

- almeno il 75% dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali;
- in ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per pareti in muratura armata;
- per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie lorda del piano non sia inferiore ai valori indicati nella *tabella 7.8.II* delle N.T.C.-2018, in funzione del numero di piani della costruzione (massimo 3) e della sismicità del sito, per ciascuna delle due direzioni principali ortogonali (x e y):

Le resistenze di progetto impiegate per le verifiche sulla **muratura portante** sono le seguenti:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$$

dove:

- f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;
- f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione;
- γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, in funzione delle classi di esecuzione più avanti precisate, e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II, assunto pari a 4,2 per le verifiche alle azioni statiche e pari a 2,0 per le verifiche alle azioni sismiche, ai sensi del *paragrafo 7.8.1.1 delle N.T.C. 2018*.

Con riferimento, quindi, al *paragrafo 4.3* si ha che la **resistenza assunta per la muratura in progetto** vale:

$$f_d = f_k / \gamma_{Mst} \cong 1,20 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per le verifiche statiche}$$

$$f_d = 0,25 \cdot f_k / \gamma_{Msis} \cong 0,60 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per le verifiche sismiche}$$

La verifica di sicurezza globale dei vari locali tecnici progettualmente previsti, considerate anche le loro limitate dimensioni e regolarità in pianta e in altezza, oltre che la

semplicità costruttiva, è stata condotta mediante il metodo semplificato previsto dai *paragrafi* 4.5.6.4, 7.2.2 e 7.8.1.9 delle N.T.C.-2018, adottando e verificando le regole costruttive di dettaglio previste dal *paragrafo* 7.8.1.9 e dalla *tabella* 7.8.II. Per la condizione sismica si è, quindi, proceduto ad un' analisi globale semplificata di ciascuna costruzione con riferimento ai limiti indicati dalla *tabella* 7.8.II delle N.T.C. e verificando il soddisfacimento delle seguenti condizioni:

$$\sigma = \frac{N}{0,65 \cdot A} < \frac{f_k}{\gamma_M} \quad \text{per la condizione statica}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} < 0,25 \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \quad \text{per la condizione sismica}$$

in cui N è il carico verticale totale alla base del piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma_G = \gamma_Q = 1$ della combinazione caratteristica), A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano e f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura sopra definita.

Relativamente all'azione sismica nei calcoli si è fatto riferimento ad un' azione pseudo-statica equivalente calcolata come segue:

$$P_s = a_{g,\max(SLV)} \cdot S \cdot W$$

dove:

$a_{g,\max(SLV)}$ è accelerazione massima attesa precedentemente calcolata, per lo stato limite ultimo considerato (SLV);

$S = S_S$ e S_T dove S_S ed S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica precedentemente definiti;

W è il "peso sismico" della struttura, assunto pari a G (carichi permanenti strutturali e portati) + $0,3 \cdot Q$ (azioni variabili per relativo coefficiente di combinazione sismica).

Vista la semplicità costruttiva, le dimensioni limitate dei fabbricati in questione, non si è ritenuto necessario eseguire verifiche più approfondite e dettagliate condotte, ad esempio, attraverso metodi di analisi statica non lineare (push-over).

Il dimensionamento delle fondazioni è analogamente effettuato in modo semplificato, tenendo conto delle tensioni normali medie e massime, nonché delle sollecitazioni sismiche globali determinate con l'analisi statica lineare.

Condizioni di verifica semplificata edifici in progetto:

- Zona sismica: 2.
- Classe d'uso: 2.

- Categoria suolo: C.
- Accelerazione di picco del terreno (SLV): 0,339 g.
- Resistenza caratteristica muratura (f_m): 5,0 MPa.
- γ_M muratura per verifica ai carichi verticali statici: 4,2.
- γ_M muratura per verifica sismica: 2,0.

La figura seguente riporta lo schema murario resistente considerato nelle verifiche:

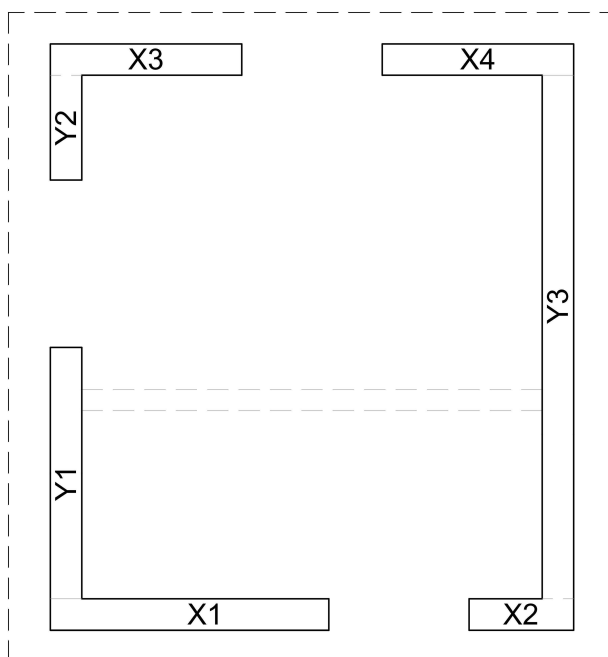


Figura 33 - Schema murario resistente locali tecnici di controllo.

I risultati di tali verifiche sono, quindi, riportati nelle tabelle sottostanti:

TIPO DI VERIFICA				
Condizioni per carichi non sismici, ovvero statici (punto 4.5.6.4 NTC 2018)			SI	NO
1	dimensione dei setti (lunghezza e snellezza), considerati per le verifiche, rispettano quanto previsto dalle NTC 2018 al punto 4.5.4		X	
2	le pareti strutturali sono continue da fondazione a sommità dell'edificio		X	
3	nessuna altezza di interpiano è superiore a 3.5 metri		X	
4	la planimetria dell'edificio è inscritta in un rettangolo con rapporti tra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3		X	
5	il carico variabile per i solai non è superiore a 3.00 kN/m ²		X	

Condizioni per carichi sismici (punto 7.8.1.9 NTC 2018)		SI	NO
6	l'edificio è sufficientemente regolare in pianta ed in elevazione	X	
7	tutte le pareti strutturali sono continue da fondazione a sommità dell'edificio	X	
8	sono presenti, nelle due direzioni principali del sisma, almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione dell'edificio nella medesima direzione e con distanza reciproca non inferiore al 75% della dimensione ortogonale	X	
9	il 75% dei carichi verticali è portato da pareti resistenti alle azioni sismiche	X	
10	l'interasse massimo tra le pareti è inferiore ai valori previsti da normativa (7 m)	X	

Tabella 16 – Condizioni per verifica semplificata edifici in progetto alle azioni statiche e sismiche.

NB: la valutazione di resistenza globale e le successive verifiche strutturali sulle fondazioni e sul solaio di copertura sono state effettuate con riferimento al locale tecnico relativo alla vasca di Caltagirone (rif. tavola grafica n. 10.3.2). Gli altri fabbricati in progetto sono geometricamente analoghi, salvo un differente orientamento topografico.

**VERIFICA SEMPLIFICATA EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE
CONDIZIONE STATICA**

DATI:

continuità pareti-fondazioni	SI
H max interpiano =	3.00 m
N° piani totale =	1
ag =	0.488 g
B =	5.6 m
b =	5.0 m
b/B =	0.89 > 1/3 = 0.33
Sp. muratura =	0.30 m
Distanza max muri (interasse) =	5.3 ≤ 7
Snellezza muri =	10.0 ≤ 15
Resistenza a compressione singolo elemento fbk =	10.0 N/mm ²
Classe malta	M10
Resistenza a compressione muratura fk =	5.0 N/mm ²
γ _{m,statica} =	4.2
Resistenza di progetto fd =	1.20 N/mm ²
Area totale piano terra =	28.0 mq
Area totale copertura =	39.6 mq
Perimetro edificio =	21.2 ml

SETTI IN DIREZIONE X					
Setto	sigla	spessore [m]	lunghezza [m]	h [m]	Area [mq]
1	X1	0.30	2.50	3.00	0.75
2	X2	0.30	1.00	3.00	0.30
3	X3	0.30	1.70	3.00	0.51
4	X4	0.30	1.70	3.00	0.51
			6.9		2.07
TOTALE % X =		7.39% > 6,0%		VERIFICATO	

SETTI IN DIREZIONE Y					
Setto	sigla	spessore [m]	lunghezza [m]	h [m]	Area [mq]
4	Y1	0.30	2.50	3.00	0.75
5	Y2	0.30	1.15	3.00	0.35
6	Y3	0.30	5.30	3.00	1.59
			9.0		2.69
TOTALE % Y =		9.59% > 6,0%		VERIFICATO	

Atot = 4.8 mq

ANALISI DEI CARICHI:

Carichi variabili: "Q"				
Q ₁ -variabile solaio copertura	2.0	kN/mq	79.2	kN
Q ₁ -variabile piano terra	2.0	kN/mq	42.4	kN
Q ₂ -neve copertura	0.5	kN/mq	9.9	kN
Q ₃ -vento	1.1	kN/mq	26.1	kN
TOTALE Q			157.6	kN
Carichi permanenti: "G"				
G _{copertura}	4.0	kN/mq	158.4	kN
G _{solaio P1}	3.2	kN/mq	89.6	kN
G _{proprio muri PT}	10.0	kN/mc	171.2	kN
TOTALE G			419.2	kN
TOTALE Q + G			576.8	kN
Peso sismico equivalente PS = 0.715 x (G)			299.7	kN
TOTALE			576.8	kN

VERIFICA TENSIONE MAX

(al piede della muratura)

$$\sigma_{\max, \text{muri}} =$$

186.6 kN/mq

0.19 N/mm²

1.87 kg/cm²

$$< \sigma_{\text{amm}} =$$

1.20 N/mm²

$$F_s =$$

6.4

VERIFICATO

TENSIONE MEDIA PLATEA

$$\sigma_{\text{med, fond}} =$$

31.7 kN/mq

3200 daN/mq

0.03 N/mm²

0.32 kg/cm²

TENSIONE MAX PLATEA

(in corrispondenza dei muri
su fascia di larghezza 100 cm)

$$\sigma_{\max, \text{fond}} =$$

56.0 kN/mq

5600 daN/mq

0.06 N/mm²

0.56 kg/cm²

**VERIFICA SEMPLIFICATA EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE
CONDIZIONE SISMICA**

DATI:

continuità pareti-fondazioni	SI
H max interpiano =	3.00 m
N° piani totale =	1
ag =	0.488 g
B =	5.6 m
b =	5.0 m
b/B =	0.89 > 1/3 = 0.33
Sp. muratura =	0.30 m
Distanza max muri (interasse) =	5.3 ≤ 7
Snellezza muri =	10.0 ≤ 15
Resistenza a compressione singolo elemento f _{bk} =	10.0 N/mm ²
Classe malta	M10
Resistenza a compressione muratura f _k =	5.0 N/mm ²
γ _{m,sismica} =	2.0
Resistenza di progetto f _d =	0.60 N/mm ²
Area totale piano terra =	28.0 mq
Area totale copertura =	39.6 mq
Perimetro edificio =	21.2 ml

SETTI IN DIREZIONE X					
Setto	sigla	spessore [m]	lunghezza [m]	h [m]	Area [mq]
1	X1	0.30	2.50	3.00	0.75
2	X2	0.30	1.00	3.00	0.30
3	X3	0.30	1.70	3.00	0.51
4	X4	0.30	1.70	3.00	0.51
			6.9		2.07
TOTALE % X =		7.39% > 6,0%		VERIFICATO	

SETTI IN DIREZIONE Y					
Setto	sigla	spessore [m]	lunghezza [m]	h [m]	Area [mq]
4	Y1	0.30	2.50	3.00	0.75
5	Y2	0.30	1.15	3.00	0.35
6	Y3	0.30	5.30	3.00	1.59
			9.0		2.69
TOTALE % Y =		9.59% > 6,0%		VERIFICATO	

Atot = 4.8 mq

ANALISI DEI CARICHI:

Carichi variabili: "Q"				
Q ₁ -variabile solaio copertura	2.0	kN/mq	39.6	kN
Q ₁ -variabile piano terra	2.0	kN/mq	21.2	kN
Q ₂ -neve copertura	0.5	kN/mq	4.0	kN
Q ₃ -vento	1.1	kN/mq	8.7	kN
TOTALE Q			73.5	kN
Carichi permanenti: "G"				
G _{copertura}	4.0	kN/mq	158.4	kN
G _{solaio P1}	3.2	kN/mq	89.6	kN
G _{proprio muri PT}	10.0	kN/mc	171.2	kN
TOTALE G			419.2	kN
TOTALE Q + G			492.7	kN
Peso sismico equivalente PS = 0.715 x (G)			299.7	kN
TOTALE			792.4	kN

VERIFICA TENSIONE MAX $\sigma_{\max, \text{muri}} =$ 166.6 kN/mq
 (al piede della muratura) 0.17 N/mmq < $\sigma_{\text{amm}} =$ 0.60 N/mmq
 1.67 kg/cmq **Fs = 3.6**
VERIFICATO

TENSIONE MEDIA PLATEA $\sigma_{\text{med, fond}} =$ 28.3 kN/mq
 2850 daN/mq
 0.03 N/mmq
 0.28 kg/cmq

TENSIONE MAX PLATEA $\sigma_{\max, \text{fond}} =$ 50.0 kN/mq
 (in corrispondenza dei muri) 5000 daN/mq
 su fascia di larghezza 100 cm) 0.05 N/mmq
 0.50 kg/cmq

RIEPILOGO DEI RISULTATI DI CALCOLO E DELLE VERIFICHE

Verifica semplificata per carichi verticali – azioni statiche

Ver. (S/N)	Analisi	Ap (m ²)	ApX' (m ²)	Par.X' (%)	Par.lim.X' (%)	ApY' (m ²)	Par.Y' (%)	Par.lim.Y' (%)	Sigma (MPa)	S max (MPa)
Sì	Piano n. 1	28.0	2.1	7.4	6.0	2.7	9.6	6.0	0.19	1.20

Verifica semplificata per azioni sismiche

Ver. (S/N)	Analisi	Ap (m ²)	ApX' (m ²)	Par.X' (%)	Par.lim.X' (%)	ApY' (m ²)	Par.Y' (%)	Par.lim.Y' (%)	Sigma (MPa)	S max (MPa)
Sì	Piano n. 1	28.0	2.1	7.4	6.0	2.7	9.6	6.0	0.17	0.60

Tablelle 17 e 18 – Verifica parametri tabella 7.8.II delle N.T.C.-2018 e tensioni di piano.

EDIFICIO VERIFICATO AI CARICHI NON SISMICI (STATICI) E SISMICI

9.2.2 Verifiche strutturali della platea di fondazione

Per quanto riguarda le fondazioni degli edifici principali finalizzati alla regolazione delle portate e delle pressioni di esercizio, così come delle cabine di presa principale, si prevede la realizzazione di strutture di tipo diretto a platea o a trave rovescia, di adeguato spessore in funzione del tipo di opera e relativa funzione, in grado di distribuire in maniera uniforme ed omogenea al terreno le pressioni trasmesse dalle sovrastrutture, limitando, nel contempo i potenziali fenomeni di cedimenti differenziali a lungo termine, nel rispetto della funzionalità e delle condizioni di esercizio previste per le costruzioni nel loro complesso e per le apparecchiature elettromeccaniche e in esse contenute.

Per quanto concerne i locali tecnici di comando e controllo il progetto prevede la realizzazione di fondazioni dirette in c.c.a. di spessore pari a cm 40, strutturalmente costituite travi rovesce con armatura opportunamente rinforzata in corrispondenza dei muri portanti principali, mediante le seguenti armature, aggiuntive alla **rete elettrosaldato Ø10/20x20 inferiore e superiore su tutta la superficie della fondazione:**

- **Ferri correnti 5+5 Ø 14.**
- **Staffe doppie Ø 10/30 cm.**

Le armature previste rispondono ai requisiti strutturali minimi degli elementi di fondazione indicati dal paragrafo 7.2.5 delle N.T.C.-2018 e pari allo 0,2% per le travi di fondazione ed allo 0,1% per le platee di fondazione.

I calcoli e le verifiche strutturali sono stati condotti secondo i criteri e i metodi indicati al paragrafo 7.1, considerando le fasce di platea con armatura rinforzata alla stregua di travi rovesce equivalenti su suolo elastico, in riferimento alla teoria di *Winkler*, con il metodo di analisi elastica lineare. La costante di sottofondo k_s , sulla base anche della caratterizzazione geotecnica riportata ai paragrafi 5.1 e 8.2 della presente relazione è stata assunta pari a 20000 kN/m³. Tale valore è stato, quindi, opportunamente confrontato con i valori tabellari proposti in letteratura (*Bowles, Pozzati, Viggiani*) al fine di confermarne l'ordine di grandezza e l'applicabilità al caso specifico.

Si riportano, quindi, nel seguito le verifiche svolte in corrispondenza del tratto di fondazione maggiormente sollecitato, di lunghezza pari a circa 6,4 m, sotteso al solaio di copertura. L'azione agente sulla trave di fondazione è stata assunta pari al carico distribuito lineare massimo determinato nei calcoli di verifica semplificata dell'edificio, applicato in corrispondenza dei setti murari portanti soprastanti di pertinenza (setti Y4 e Y5), con l'aggiunta del peso proprio della fondazione in relazione alla fascia con armatura rinforzata di

larghezza pari a circa 75 cm: $\gamma_G \times 0,75 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1,3 \times 7,5 \text{ kN/m} \cong 10,0 \text{ kN/m}$
 + 56,0 kN/m dovuti ai carichi trasferiti dalle murature soprastanti.

$$q_{\text{tot}} = 56,0 \text{ kN/m} + 10,0 \text{ kN/m} \cong 66,0 \text{ kN/m}$$

Opera: Travi di fondazione locali tecnici di controllo

tratto	L (m)	E (kN/m ²)	sezione	B (m)	H (m)	h ala (m)	b anima (m)	I (m ⁴)	ks * Bm (kN/m ²)	reag. a traz.
1	6.50	3.0E+07	rettangolare	1.00	0.40	0.40	2.00		20000	no
2			rettangolare							no
3			rettangolare							no
4			rettangolare							no
5			rettangolare							no
6			T o L							no

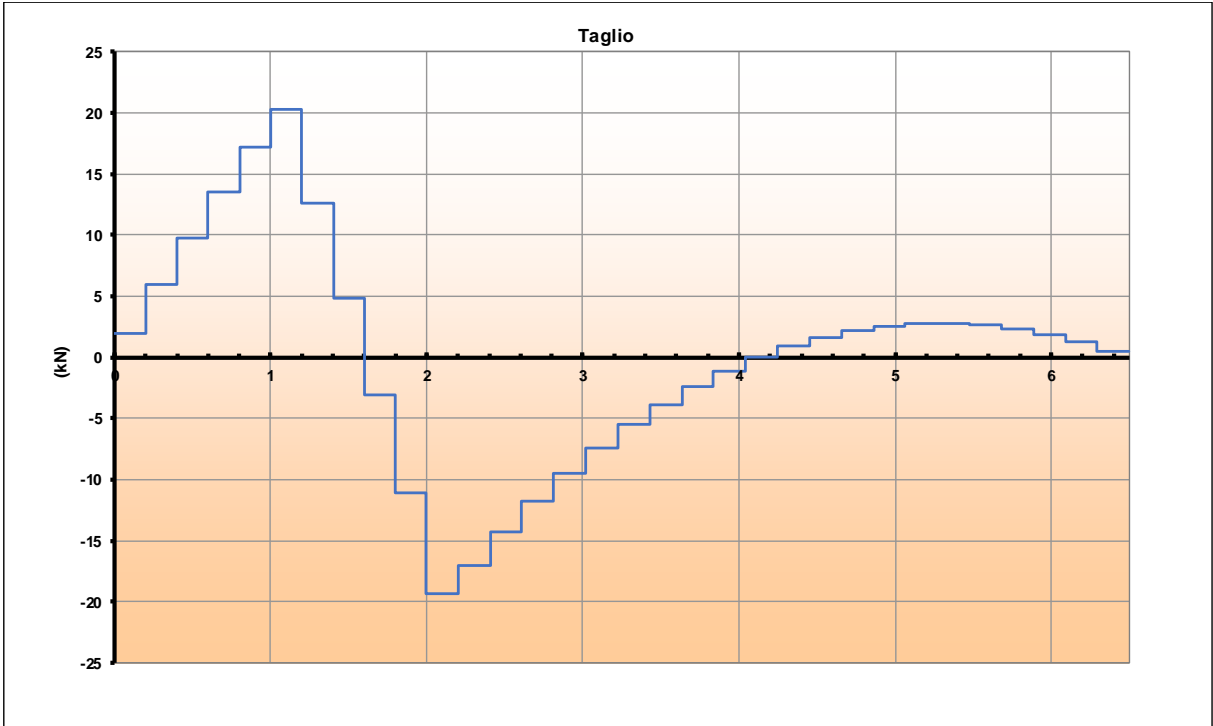
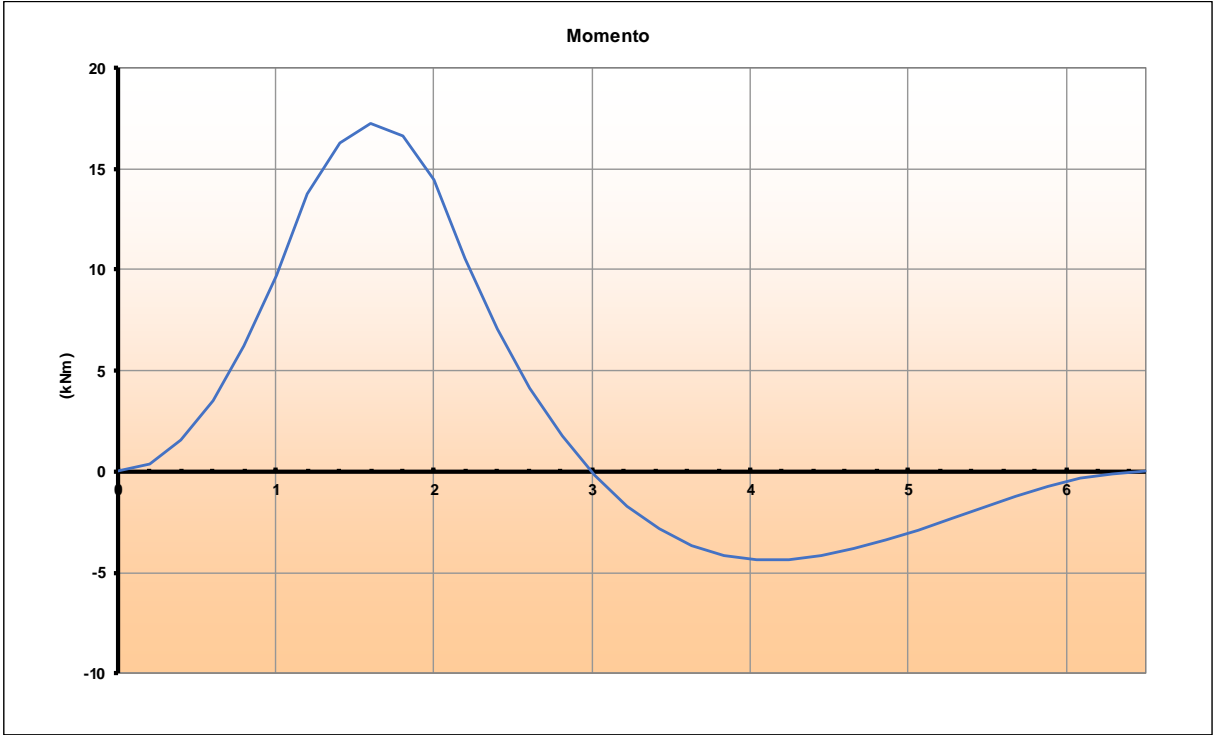
L trave (m)	dim elementi (m)	# max iterazioni
6.50	0.2	20

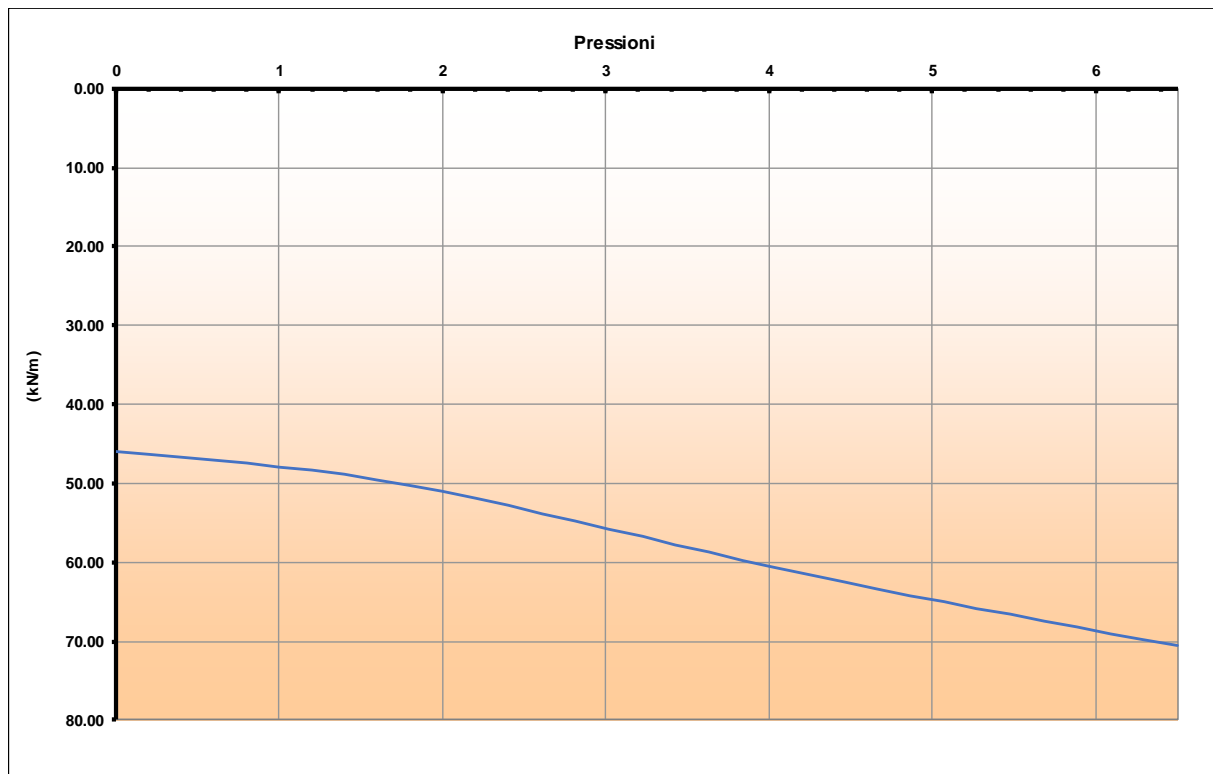
vincoli sinistra traslazione rotazione destra traslazione rotazione

	x (m)	F (kN)	M (kNm)
<input type="checkbox"/> 1			
<input type="checkbox"/> 2			
<input type="checkbox"/> 3			
<input type="checkbox"/> 4			
<input type="checkbox"/> 5			
<input type="checkbox"/> 6			
<input type="checkbox"/> 7			
<input type="checkbox"/> 8			
<input type="checkbox"/> 9			
<input type="checkbox"/> 10			

	Xin (m)	qin (kN/m)	Xfin (m)	qfin (kN/m)
<input checked="" type="checkbox"/> 1	0.00	66.00	1.00	66.00
<input checked="" type="checkbox"/> 2	1.00	10.00	2.20	10.00
<input checked="" type="checkbox"/> 3	2.20	66.00	6.50	66.00
<input type="checkbox"/> 4				
<input type="checkbox"/> 5				

Calcolo
(ctrl+r)





Si riassumono, quindi, le sollecitazioni di calcolo massime ottenute dalla modellazione sopra proposta ed assunte nelle pertinenti verifiche strutturali ai sensi delle N.T.C.-2018:

- $M_{d,max} \cong 20 \text{ kNm}$.
- $T_{d,max} \cong 20 \text{ kN}$.
- **Pressione massima trasmessa al terreno di fondazione $\cong 70 \text{ kN/m}^2$.**

Si riportano, quindi, nel seguito le **verifiche strutturali**, svolte considerando i valori massimi di M_d e T_d e la sezione rinforzata della platea, assimilata alla stregua di trave rovescia, la quale, con riferimento agli elaborati strutturali e alle armature di progetto, è assunta ai fini dei calcoli, di dimensioni pari a cm 75 x 40 (h). Le verifiche strutturali sono state, inoltre, cautelativamente svolte senza considerare il contributo dell'armatura di ripartizione inferiore e superiore, costituito da **rete elettrosaldata $\varnothing 10/20 \times 20$** , e del getto globale costituente la platea in c.a.. Sarà, pertanto, considerata l'**armatura principale** costituita da **5+5 $\varnothing 14$ correnti + staffe $\varnothing 10/30$ a 4 bracci**.

VERIFICHE STRUTTURALI

DATI

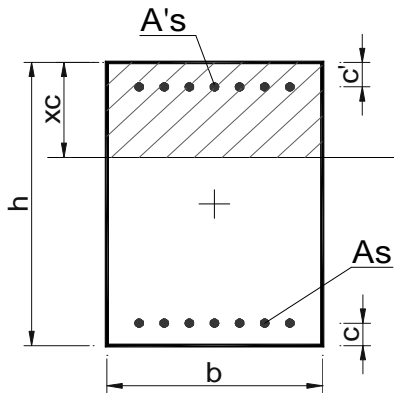
Altezza sezione	h	0.40	m
Larghezza sezione	b	0.75	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.36	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	20.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	20.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	10.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	14.3	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	30.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	25.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	33.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	26230	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.2	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14167	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.08	N/mm ²
	$f_{ctk,0,05}$	1.80	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1196983	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	56.0	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.007	m
Momento resistente	M_{Rd}	20.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	$\xi=x/d$	0.0	/
Area minima da normativa	A_{min}	405	mm ²
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	143	mm ²
Area di calcolo	A_{max}	405	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	\varnothing_1	14	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	\varnothing_1	0	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	\varnothing_2	14	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	\varnothing_2	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm ²
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	38	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ϵ_c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ϵ_s	0.0294	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ϵ'_s	0.0001533	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14.2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	32	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-325731	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	300949	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	24782	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.106	/
Momento resistente	M_{Rd}	104.3	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	20.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	



Geometria della sezione		
[cm]		
Altezza	h	40
Base	b	75

Sollecitazioni		
M	20	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
5	14	7.70	4
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		7.70	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
5	14	7.70	4
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		7.70	

Materiali										
	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α_{fcd} [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}	
C25/30	1.5	0.85	30	25	16.7	14.2	0.8	0.200%	0.350%	
	γ_E	γ_S	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	ϵ_{ud}	
B450C	1.00	1.15	200000	450	391.3	0.196%	7.500%	1	7.500%	

- N costante
- e costante

calcola

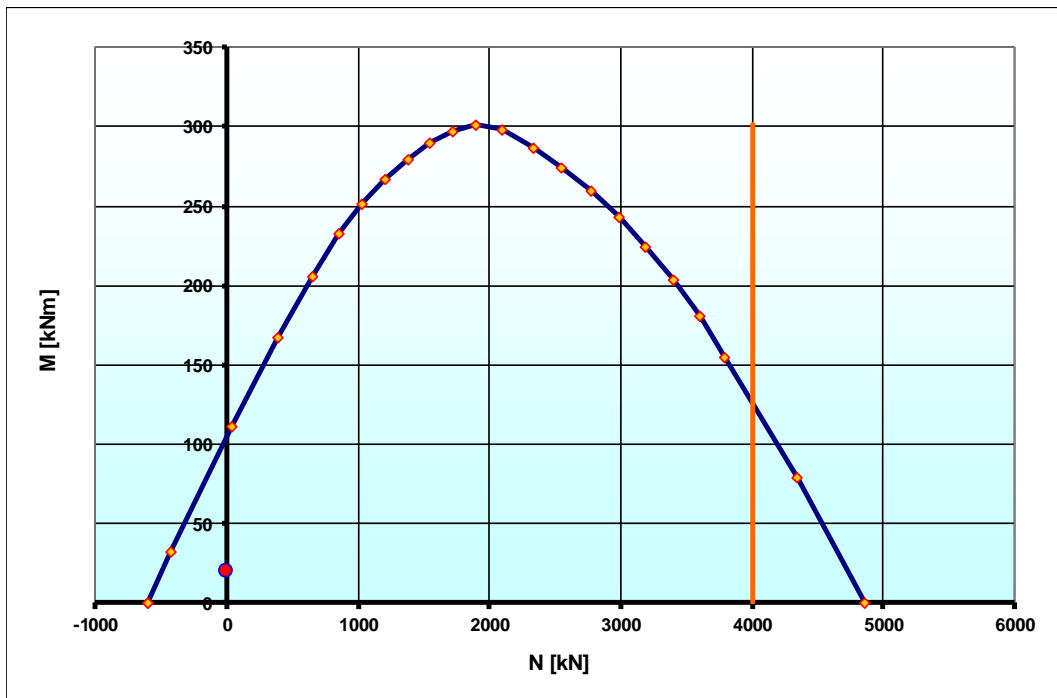
N ultimo
0.0 [kN]

xc
3.81 [cm]

Momento ultimo
104.2 [kNm]

FS
5.21

DOMINIO DI RESISTENZA M-N



VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78.5	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Passo armatura al taglio	s	30	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	942	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	994	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	594	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-401	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	20.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	975	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78.5	mm ²
Numero bracci	n	4	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	4	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1.33333333	/
Passo armatura al taglio	s	75	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	942	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	30	cm
Diametro armatura	Φ	10	mm
Area armatura	A	79	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	400	mm
Larghezza sezione	b	750	mm
Altezza utile	d	360	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	300000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	10000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	14285714	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	2300	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	261	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2.07	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10248	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n_{eff}	20.49	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	770	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	770	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11.25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15.00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	62	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	517721352	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	1.20	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	38	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	3	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	1.71	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	55	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	4	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	95	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	1367290933	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	0.69	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	40	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	0.99	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	57	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	38	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	100	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	75000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.010	/
Carichi di breve durata	1	k_t	0.6
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00011	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	150	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	14	mm
Coeff. 1 (Circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	368	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.040	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_d \leq 0.3$ mm		VERIFICATO

Dai risultati di calcolo si evince come tutte le verifiche strutturali a SLU e a SLE possano ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto della costruzione in esercizio e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa tecnica per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.

9.2.3 Predimensionamento dei solai in laterocemento

Nel presente paragrafo e nei successivi vengono riportati i calcoli di predimensionamento e verifica relativi al solaio di copertura di fabbricati, costituito da un'unica campata con luce netta pari a circa 4,5 m. Tutti i solai verranno realizzati con travetti prefabbricati tralicciati, blocchi di alleggerimento in laterizio e successiva soletta collaborante di spessore non inferiore a 5 cm, armata con rete elettrosaldata Ø6/20x20. L'altezza complessiva del solaio sarà di cm 25 (20 cm laterizio + 5 cm di soletta di ripartizione).

I blocchi di alleggerimento in laterizio dovranno essere di tipo "A" (solo alleggerimento) e prodotti ai sensi del D.M. 17.01.2018, delle norme UNI 9730, UNI EN 15037, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Resistenza caratteristica a compressione dei blocchi:

- $\geq 15 \text{ N/mm}^2$ circa nella direzione dei fori;
- $\geq 7 \text{ N/mm}^2$ circa nella direzione trasversale ai fori.

Resistenza caratteristica a trazione per flessione (su listello): $\geq 7 \text{ N/mm}^2$ circa.

Per quanto concerne, invece, i travetti prefabbricati, questi dovranno essere prodotti in conformità al *paragrafo 11.8 del D.M. 17.01.2018* e secondo quanto riportato sugli elaborati grafici facenti parte del progetto strutturale.

Ai fini del predimensionamento del solaio in argomento si riporta qui di seguito, con riferimento al *Capitolo 3 del D.M. 17.01.2018*, l'analisi dei carichi assunti e da assumere alla base dei calcoli da parte del produttore degli elementi prefabbricati (travetti):

SOLAIO DI COPERTURA:

- carico permanente strutturale dovuto al peso proprio del solaio: $3,2 \text{ kN/m}^2$;
- carico permanente non strutturale assunto pari a $4,0 \text{ kN/m}^2$;
- sovraccarico variabile: $2,0 \text{ kN/m}^2$ (Cat. I ai sensi della tab. 3.1II, N.T.C.-2018).

I calcoli e le verifiche sono stati eseguiti applicando il metodo agli *Stati Limite Ultimi*, secondo le combinazioni delle azioni di cui al *paragrafo 2.6* delle N.T.C., con il metodo di *analisi statica lineare*. In relazione alle condizioni di esercizio (*Stati Limite di Esercizio*) e con riferimento alla combinazione delle azioni caratteristica di cui al *paragrafo 2.5.3 del D.M. 17.01.2018*, sono state, inoltre, sviluppate le verifiche delle deformazioni massime (freccia elastica) e sulla limitazione delle tensioni nei materiali in esercizio.

L'impresa esecutrice o, in alternativa, la ditta fornitrice, dovrà fornire alla Direzione Lavori, prima dell'accettazione della fornitura, specifica relazione di calcolo o documentazione equivalente degli elementi prefabbricati effettivamente individuati, che ne illustri anche le modalità di posa in opera. Dovranno contestualmente essere esibiti gli schemi esecutivi del solaio e dei ferri d'armatura dei travetti ai fini degli adempimenti previsti dalla Legge 1086/71. Dovranno, inoltre, essere resi disponibili il certificato relativo alla produzione in serie di manufatti prefabbricati o certificazione CE, oltre ai certificati di prova sui materiali e a quanto previsto al capitolo 11 delle N.T.C. al quale si rimanda integralmente.

Si riportano, quindi, nel seguito gli schemi in pianta relativi ai solai di piano previsti in progetto e i risultati relativi al loro predimensionamento e verifica strutturale preliminare.

Per i dettagli delle carpenterie e gli schemi delle armature si rimanda agli specifici elaborati grafici allegati al progetto.

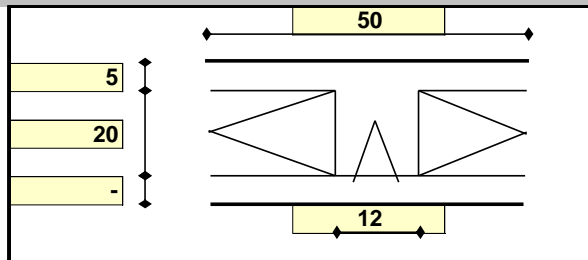
Solaio di copertura edifici

Geometria

Misure in centimetri

Tipo di solaio

Con blocchi in LATERIZIO



Controllo limiti geometrici

Luce massima consigliata (snellezza 25) (m)

Larghezza dei blocchi calcolata (cm)

Larghezza max dei blocchi in laterizio (cm)

Larghezza min. nervature per blocchi in laterizio (cm)

Interasse max nervature per blocchi in laterizio (cm)

L max	6.25
Largh.	38
Largh.	52
b min	8
i max	75

Luci e carichi

Luci (m)

Peso proprio solaio calcolato (daN/mq.)

Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)

Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)

Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)

Sovr. variabili (daN/mq.)

Carichi totali (daN/m)

ADOTTA

L	4.50
p.p. calc	320
p.p.	320
g1	0
g2	400
q	200
tot	920

Momento d'incastro negativo alle due estremità

x sx	48	48	x dx
Mg1 sx	-68	-68	Mg1 dx
Mg2 sx	-84	-84	Mg2 dx
Mq sx	-42	-42	Mq dx
Mtot sx	-194	-194	Mtot dx

Categoria del carico variabile

Cat. A Residenziale

ψ_0	0.7
ψ_1	0.5
ψ_2	0.3

Coefficienti parziali sulle azioni

DEFAULT NTC '18

γ_{g1}	1.0	1.3
γ_{g2}	0.0	1.5
γ_q	0.0	1.5

Interasse nervature (m)

i 0.50

1: COMBINAZIONE ULTIMA

Momenti Max - per nervatura

Momenti Max + per nervatura

Tagli dx Max per nervatura

Tagli sx Max per nervatura

Reazioni Max per nervatura

Reazioni Max per fascia di un metro

-278	-278
1388	1388
1481	1481
1481	1481
2961	2961

2: COMBINAZIONE RARA

Momenti Max - per nervatura

Momenti Max + per nervatura

Tagli dx Max per nervatura

Tagli sx Max per nervatura

Reazioni Max per nervatura

Reazioni Max per fascia di un metro

-194	-194
970	970
1035	1035
1035	1035
2070	2070

3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Momenti Max - per nervatura

Momenti Max + per nervatura

Tagli dx Max per nervatura

Tagli sx Max per nervatura

Reazioni Max per nervatura

Reazioni Max per fascia di un metro

-165	-165
823	823
878	878
878	878
1755	1755

4: COMBINAZIONE FREQUENTE		
Momenti Max - per nervatura	-173	-173
Momenti Max + per nervatura	865	
Tagli dx Max per nervatura	923	
Tagli sx Max per nervatura		923
Reazioni Max per nervatura	923	923
Reazioni Max per fascia di un metro	1845	1845

Materiali

Calcestruzzo	Classe	C25/30
Acciaio	Tipo	B450C

Dati geometrici

Diametro delle barre longitudinali superiori (mm)	φ	10	10
Diametro delle barre longitudinali inferiori (mm)	φ	10	10

Armatura costante superiore

	φ	n.	n.	c
g) rete ø6/20"x20" collaborante ovunque	ø6	2.5		2.50
			CampSup 0.71	
	ø6	2.5	2.5	2.50
			AppSup 0.71	0.71

Armatura costante inferiore

b) 2ø5 ogni nerv. collaboranti solo in campata	ø5	2		2.50
			CampInf 0.39	
	-	-	-	2.50
			AppInf -	-

Ricoprimento di calcestruzzo sulle barre (cm)	c	2.5	2.5
Copriferro di calcolo (cm)	h'	3.0	3.0
Spessore solaio (cm)	H	25	25
Larghezza nervature (cm)	b	12	12
Altezza utile (cm)	d	22.0	22.0

Armatura appoggi	g) rete ø6/20"x20" collaborante ovunque	2.5ø6	2.5ø6
		0ø10	0ø10
	b) 2ø5 ogni nerv. collaboranti solo in campata	1ø10	1ø10
		0ø0	0ø0
Momento sollecitante (daN*m)	Med	278	278
Momento resistente (daN*m)	Mrd	580	580
indice di verifica	f	2.09	2.09
Asse neutro (cm)	xc	3	3
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ.s	3913	3913
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ.c	-133.4	-133.4
Deformazione acciaio	ε.s	1.000%	1.000%
Deformazione calcestruzzo	ε.c	-0.153%	-0.153%
Campo di rottura	n.	2	2
Ridistribuzione massima consentita	1-δ	0%	0%
Controllo redistribuzione	1-δ	sì	sì
Armatura campate	g) rete ø6/20"x20" collaborante ovunque	2.5ø6	
		0ø10	
	b) 2ø5 ogni nerv. collaboranti solo in campata	2ø10	
		2ø5	
Momento sollecitante (daN*m)	Med	1388	
Momento resistente (daN*m)	Mrd	1633	
indice di verifica	f	1.18	
Asse neutro (cm)	xc	2	
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ.s	3913	
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ.c	-119.4	
Deformazione acciaio	ε.s	1.000%	
Deformazione calcestruzzo	ε.c	-0.121%	
Campo di rottura	n.	2	

Armatura minima sugli appoggi alle due estremità

c) $-1/36 p l^2$

Armatura minima in campata

e) $+1/8 p l^2$

← controllo armatura minima scelta: $-1/36 p l^2$					
Armatura appoggi		ϕ	n.	n.	c
		$\phi 6$	2.5	2.5	2.5
	sup.	$\phi 10$	1	1	2.5
		$\phi 10$	1	1	2.5
	inf.	-	-	-	2.5

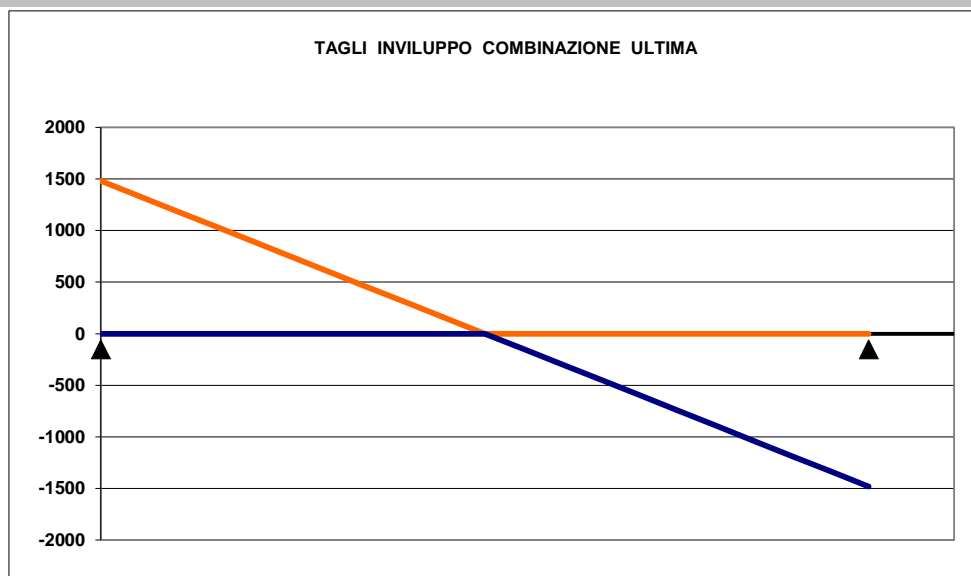
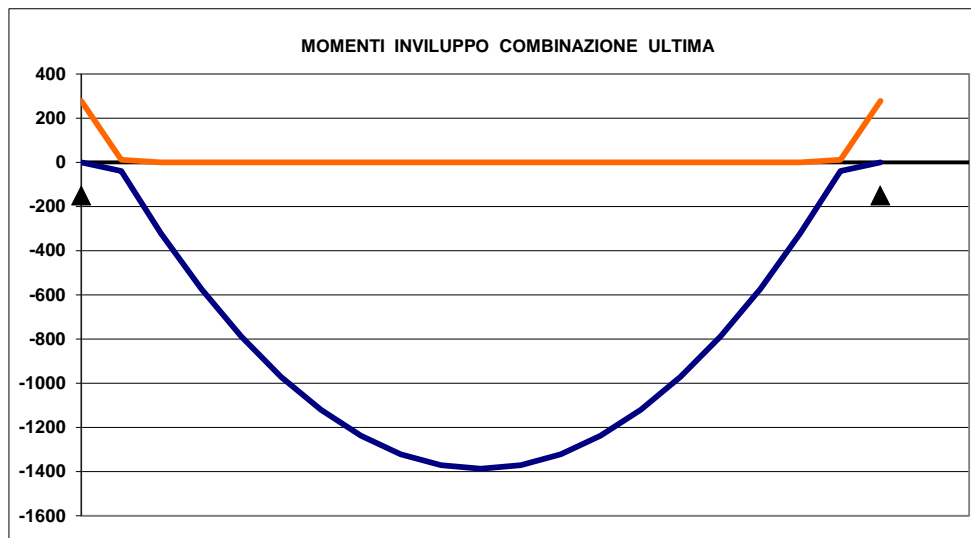
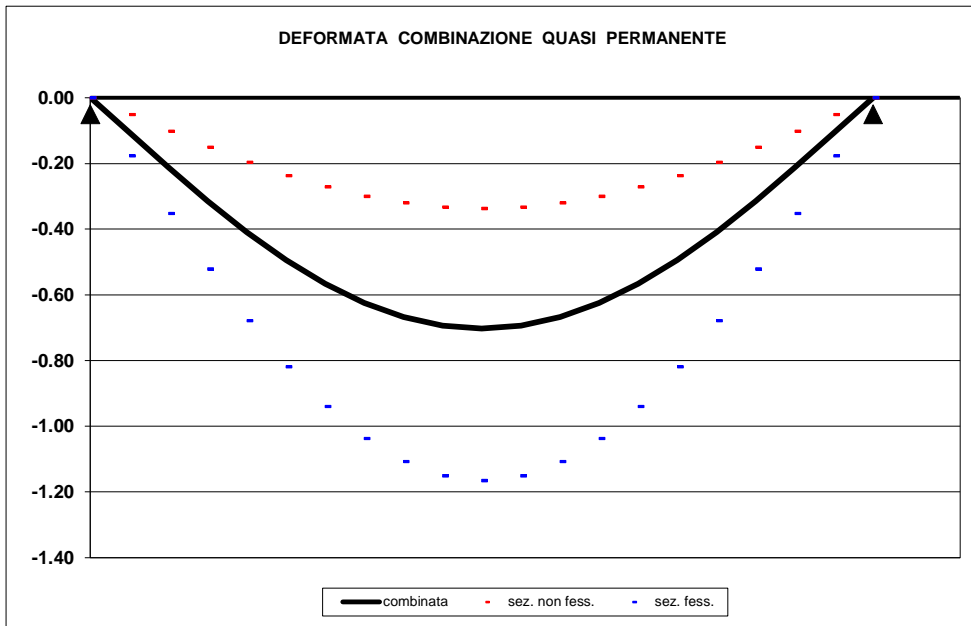
[CLIK PER PROCEDERE](#)

1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA					
Momento sollecitante (daN*m)	Med	278		278	
Momento resistente (daN*m)	Mrd	1185		1185	
indice di verifica	f	4.27		4.27	
Asse neutro (cm)	xc	4		4	
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913		3913	
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-141.1		-141.1	
Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%		1.000%	
Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.223%		-0.223%	
Campo di rottura	n.	2		2	
Ridistribuzione massima consentita	1- δ	0%		0%	
Controllo redistribuzione	1-δ	sì		sì	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA					
	σ_s limite	3600		3600	
	σ_c	661		661	
indice di verifica lato acciaio	f	5.45		5.45	
	σ_c limite	149.4		149.4	
	σ_c	20.3		20.3	
indice di verifica lato cls	f	7.36		7.36	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE					
	σ_c limite	112.1		112.1	
	σ_c	17.2		17.2	
indice di verifica lato cls	f	6.51		6.51	

←				
Armatura campate		ϕ	n.	c
		$\phi 6$	2.5	2.5
	sup.	$\phi 10$	-	2.5
	inf.	$\phi 12$	2	2.5
		$\phi 5$	2	2.5

← controllo armatura minima scelta: $+1/8 p l^2$					
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA					
Momento sollecitante (daN*m)	Med	1388			
Momento resistente (daN*m)	Mrd	2185			
indice di verifica	f	1.57			
Asse neutro (cm)	xc	3			
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913			
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-129.9			
Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%			
Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.144%			
Campo di rottura	n.	2			
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA					
	y	5.09			
	Jci	13634			
	σ_s limite	3600			
	σ_s	1805			
indice di verifica lato acciaio	f	1.99			
	σ_c limite	149.4			
	σ_c	36.2			
indice di verifica lato cls	f	4.12			

3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE		
	y	5.09
	Jci	13634
	σ_c limite	112.1
	σ_c	30.7
indice di verifica lato cls	f	3.65
	σ_s	1530
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE		
	σ_s	1609
Verifiche a taglio		
1: con fasce piene		
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	1259
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	34 cm
Tagli resistenti dx (daN)	VRd	1259
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	34 cm
2: con fasce piene e barre longitudinali tese		
	ϕ	n.
	$\phi 6$	2.5
sup.	$\phi 10$	1
		n.
		2.5
inf.	$\phi 10$	1
	-	-
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	1494
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-
Tagli resistenti dx (daN)	VRd	1494
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	-
Verifiche di fessurazione		
CONDIZ. AMBIENTALI AGGRESSIVE		
Appoggi		
diametro armature superiori	ϕ	10
combinazione frequente	σ_s	589
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI AGGRESSIVE	f	3.20
combinazione quasi permanente	σ_s	560
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI AGGRESSIVE	f	2.50
Campate		
diametro armature inferiori	ϕ	12
combinazione frequente	σ_s	1609
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI AGGRESSIVE	f	2.65
combinazione quasi permanente	σ_s	1530
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI AGGRESSIVE	f	2.08
Verifiche di snellezza		
	ρ	0.54%
	ρ'	0.14%
	λ limite tab	20
	K	1
	λ limite calc	27.1
	λ limite	21.7
	λ	18.0
indice di verifica	f	1.20
Verifiche di deformabilità		
PER L'INTEGRITA' DEI DIVISORI		
Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	ϕ (inf)	2
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0.34
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	1.17
Freccia massima combinata (cm)	f max	0.70
Freccia limite (cm)	f lim	0.90
indice di verifica	f	1.28



9.2.4 Sollecitazioni trasmesse al terreno di fondazione e stima dei cedimenti

Con riferimento ai paragrafi 9.2.1 e 9.2.3 si riportano nel seguito il modello di calcolo e il riepilogo dei risultati ottenuti relativi alla stima della pressione media e massima, comprensive del peso proprio della fondazione, trasmesse al terreno di fondazione:

- **PRESSIONE MEDIA:** $\sigma_{t,SLE,media} \cong 40 \text{ kN/m}^2 \cong 0,04 \text{ Mpa} \cong 0,4 \text{ kg/cm}^2$.
- **PRESSIONE MASSIMA:** $\sigma_{t,SLE,max} \cong 70 \text{ kN/m}^2 \cong 0,07 \text{ Mpa} \cong 0,7 \text{ kg/cm}^2$.

La stima dei cedimenti è stata sviluppata considerando la platea di fondazione sufficientemente rigida e, come tale, interamente reagente e in grado di ripartire adeguatamente e in modo sufficientemente uniforme le sollecitazioni trasmesse dal fabbricato. In tal senso, il carico totale trasmesso in fondazione, al fine della stima dei cedimenti, è stato ripartito sull'intera superficie della platea sottesa alla porzione principale del fabbricato (con esclusione del garage e della tettoia), considerata cautelativamente di dimensioni efficaci pari a m 6,5 x 6,0 circa. Il carico totale agente in corrispondenza del piano di imposta delle fondazioni è dato, quindi, dalla pressione media trasferita al terreno moltiplicata per l'area di fondazione suddetta:

$$Q_{tot} = 6,5 \times 6,0 \times q = 6,5 \times 6,0 \times 40 \text{ kN/m}^2 \cong 1560 \text{ kN}$$

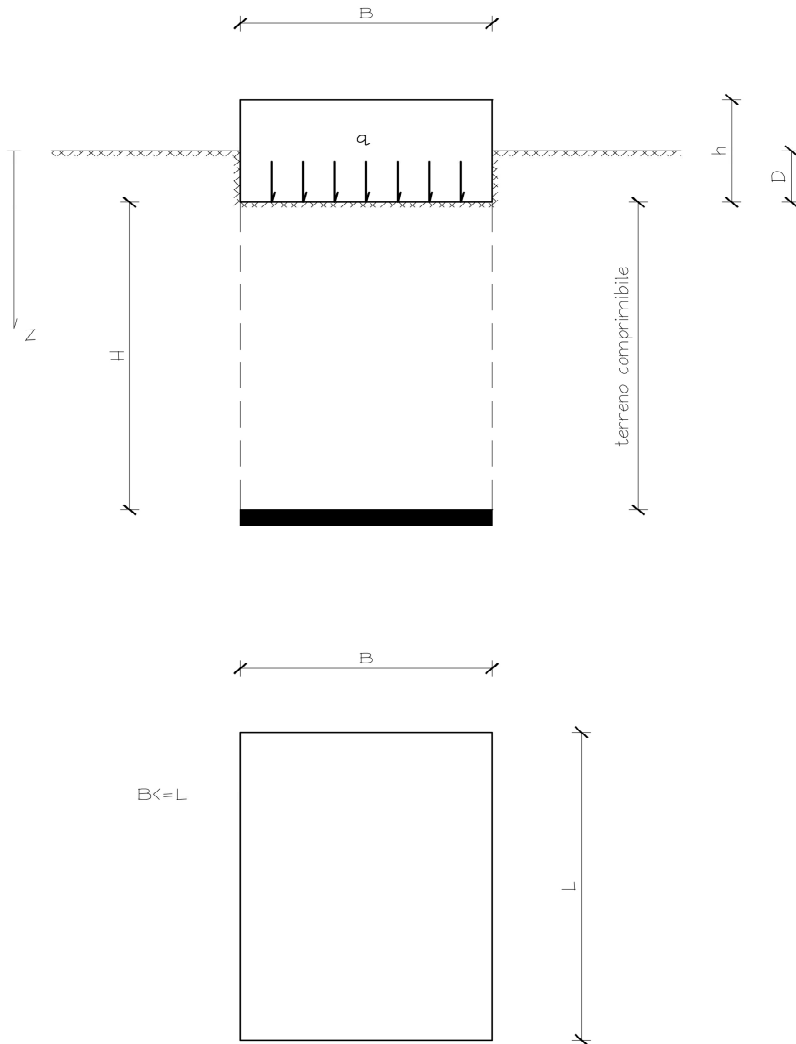
La stima a lungo termine dei cedimenti è stata riferita ad un tempo t pari a 30 anni, con un coefficiente amplificativo degli effetti differiti relativi alla tipologia di carico che, in relazione alla destinazione d'uso, al carattere pseudostatico delle azioni variabili ed alla durata complessiva sull'arco temporale annuale, sarà prevalentemente di tipo statico.

Nei calcoli non è stato cautelativamente considerato il contributo fornito dall'approfondimento della fondazione, peraltro esiguo, rispetto al piano campagna.

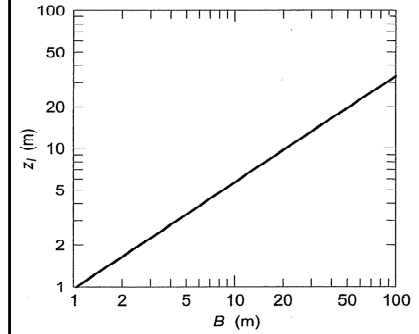
Si riportano, quindi, nel seguito i risultati ottenuti, in relazione ai quali si ottiene una stima del cedimento in esercizio massimo a lungo termine pari a circa mezzo centimetro, il quale risulta essere ammissibile e compatibile con l'uso e la funzionalità in esercizio della costruzione in riferimento alla sua vita utile di progetto.

I cedimenti differenziali nell'ambito dello sviluppo lineare della platea di fondazione si mantengono, inoltre, nell'ordine di pochi millimetri. Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono essere ritenuti del tutto compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità delle costruzioni progettualmente previste.

PLATEA DI FONDAZIONE – STIMA DEI CEDIMENTI A SLE



N (colpi/30 cm)	20		
1) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (grafico allegato a destra, se N cresce con la profondità) 2) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (pari a 2B, se N decresce c)			
z_1 (m)	4.00	z_1 (cm)	400
Ic	0.026	INDICE DI COMPRESSIBILITA'	



B (m)	6.00	B (cm)	600
L (m)	6.50	L (cm)	650
D (m)	0.00	D (cm)	0
H (m)	3.00	H (cm)	300

S_{immediato} (mm)	3.48
S_t (mm)	5.22

TIPO CARICO	1	1 (CARICO STATICO) 2 (CARICO DINAMICO)
--------------------	---	---

q (daN/m ²)	4'000	q (daN/cm ²)	0.4000	q (KN/m ²)	40.00
γ_{sup} (daN/m ³)	1'970	γ_{sup} (daN/cm ³)	0.001970		
		σ'_{v0} (daN/cm ²)	0.00	σ'_{v0} (KN/m ²)	0

f_s (cal)	1.03	COEFFICIENTE DI FORMA
f_s	1.03	

f_H (cal)	0.94	COEFFICIENTE DI SPESSORE STRATO COMPRIMIBILE
f_H	0.94	

t (>= 3 anni)	30.0	COEFFICIENTE EFFETTI DIFFERITI
f_t (cal)	1.50	
f_t	1.50	

9.2.5 Verifica della capacità portante del sistema di fondazione

Si riportano nel seguito i risultati dei calcoli di verifica della tensione normale limite del terreno interessato dalle fondazioni dei fabbricati conformemente al D.M. 17.01.2018. Le verifiche sono state condotte sia in termini di tensioni efficaci (condizioni drenate) che in termini di tensioni totali (condizioni non drenate), per la **combinazione A1+M1+R3**, considerando, aggiuntivamente, anche i fattori correttivi sismici “z” come definiti da *Paolucci & Pecker* (1997). I parametri geomeccanici del terreno applicati sono stati prudenzialmente riferiti all'unità geotecnica II, eccetto per il valore di coesione efficace per le verifiche in condizioni drenate, ragionevolmente assunto pari a 5 kPa (valore medio unità geotecnica III) trattandosi, comunque, di terreni dotati di un certo grado di coesività; la falda è stata cautelativamente posta ad una profondità di 3,0 m dal piano campagna.

Verifica in condizioni drenate:

Il carico limite che può gravare sul terreno in condizioni di tipo drenato è determinabile mediante il metodo di *Brinch-Hansen* secondo la seguente espressione:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma$$

Verifica combinazione A1+M1+R3

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	6.0	m
L	6.5	m
Base ridotta [B']	6.0	m
Lunghezza ridotta [L']	6.5	m
m	1.52	
N _y	5.39	
N _q	6.40	
N _c	14.83	
i _y	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _y	0.63	
s _q	1.34	
s _c	1.40	
b _y	1.00	
b _q	1.00	
b _c	1.00	
g _y	1.00	
g _q	1.00	

g_c	1.00	
d_v	1.00	
d_q	1.00	
d_c	1.00	
Z_v	0.39	
Z_q	0.39	
Z_c	0.89	
q_{lim}	184	kN/m²

Il carico che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cong 0,18 \text{ N/mm}^2 \text{ (1,8 kg/cm}^2\text{)}$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 0,18/2,3 \cong 0,08 \text{ N/mm}^2 \text{ (0,8 kg/cm}^2\text{)} > q_d = 0,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{F.S.} \cong 0,08 \text{ N/mm}^2 / 0,07 \text{ N/mm}^2 \cong 2,6 > 2,3 \text{ (R3)}$$

Verifica in condizioni non drenate:

Il carico limite che può gravare sul terreno in condizioni di tipo non drenato è determinabile mediante il metodo di *Brinch-Hansen* secondo la seguente espressione:

$$q_{lim} = c_v \cdot N_c \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + q$$

Verifica combinazione A1+M1+R3

eccentricità in x [e_x]	0.00	m
eccentricità in y [e_y]	0.00	m
B	6.0	m
L	6.5	m
Base ridotta [B']	6.0	m
Lunghezza ridotta [L']	6.5	m
m	1.52	
N_c	5.14	
i_c	1.00	
s_c	1.18	
b_c	1.00	
g_c	1.00	
d_c	1.03	
Z_c	0.89	
q_{lim}	228	kN/m²

Il carico che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} \cong 0,23 \text{ N/mm}^2 \text{ (2,3 kg/cm}^2\text{)}$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 0,23/2,3 \cong 0,10 \text{ N/mm}^2 \text{ (1,0 kg/cm}^2\text{)} > q_d = 0,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{F.S.} \cong 0,23 \text{ N/mm}^2 / 0,07 \text{ N/mm}^2 \cong 3,3 > 2,3 \text{ (R3)}$$

LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE

Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute, con buon margine di sicurezza, compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle costruzioni in progetto (locali tecnici di controllo), nonché con le proprietà geotecniche del terreno in sito.

L'entità delle pressioni trasmesse al terreno di fondazione in condizioni di esercizio risulta, peraltro, inferiore a 1,0 kg/cm² e, come tali, possono essere ritenute compatibili con le caratteristiche geotecniche del sito e del sistema terreno-fondazione.

9.3 Cabine di presa principale

Il progetto prevede la realizzazione di circa 50 cabine di presa in corrispondenza delle quali è prevista la diramazione delle condotte principali alle reti secondarie, mediante tubazioni di diametro variabile da 100 mm a 150 mm.

Le costruzioni, dal punto di vista strutturale, sono previste con tipologia standardizzata costituita da fondazione di tipo diretto a supporto delle apparecchiature elettromeccaniche di regolazione e di presa. Si riporta nel seguito lo schema costruttivo tipologico.

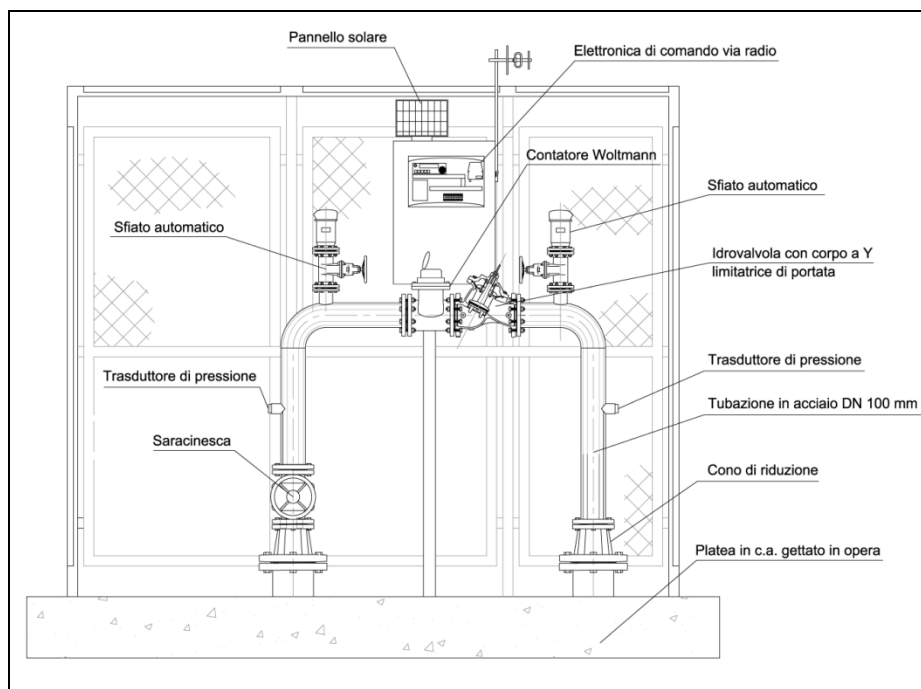


Figura 34 - Schema costruttivo tipologico delle cabine di presa principale.

La fondazione sarà realizzata con platea in c.c.a. di spessore pari a cm 30 e con dimensioni in pianta pari a m 3,4 x 2,4.

Le verifiche sono state svolte assumendo, a favore di sicurezza, un sovraccarico permanente portato, aggiuntivo al peso proprio della platea, di $7,5 \text{ kN/m}^2$ ed un sovraccarico variabile pari a $5,0 \text{ kN/m}^2$.

9.3.1 Verifiche strutturali

La fondazione sarà soggetta ai carichi permanenti derivanti dal peso proprio strutturale (G1), dai carichi permanenti portati sovrastanti (G2) e dal sovraccarico variabile durante l'esercizio dell'opera (Q):

- $G1 = 3,40 \times 2,40 \times 0,30 \times 25 \text{ kN/m}^3 \cong 61,2 \text{ kN} \cong 7,5 \text{ kN/m}^2$
- $G2 = 3,40 \text{ (h)} \times 2,40 \text{ (L)} \times 7,5 \text{ kN/m}^2 \cong 61,2 \text{ kN} \cong 7,5 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 5,0 \text{ kN/m}^2$

$$\gamma_G = 1,3 \rightarrow \gamma_G \times (G1 + G2) \cong 160,0 \text{ kN}$$

$$\gamma_Q = 1,5 \rightarrow \gamma_Q \times Q \cong 7,5 \text{ kN/m}^2$$

La fondazione in progetto sarà, pertanto, soggetta ai seguenti carichi verticali, distribuiti sulla superficie utile della platea, pari a m $3,4 \times 2,4 \cong 8,2 \text{ m}^2$:

SLE – combinazione caratteristica (rara):

SLU – combinazione fondamentale:

- $G_{SLE} \cong 15,0 \text{ kN/m}^2 \cong 1500 \text{ kg/m}^2$

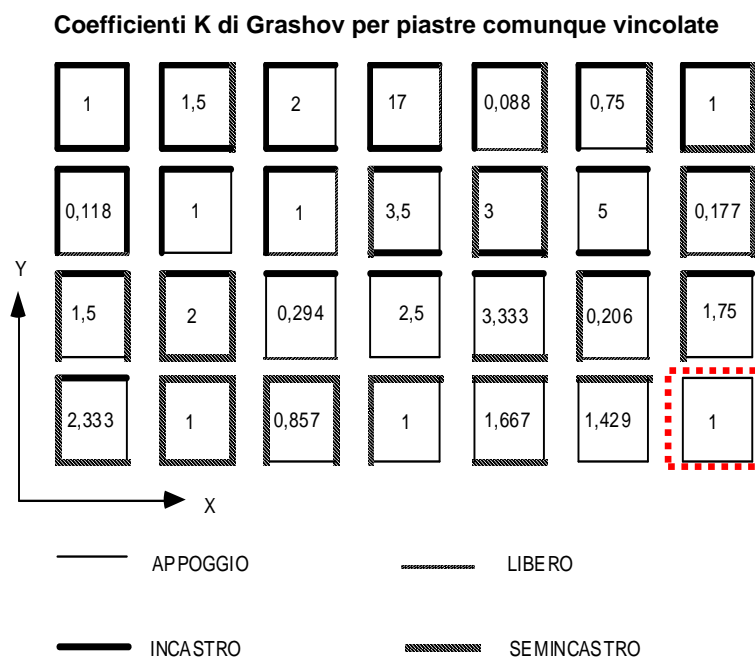
- $G_{SLU} \cong 19,5 \text{ kN/m}^2 \cong 1950 \text{ kg/m}^2$

- $Q_{SLE} \cong 5,0 \text{ kN/m}^2 \cong 500 \text{ kg/m}^2$

- $Q_{SLU} \cong 7,5 \text{ kN/m}^2 \cong 750 \text{ kg/m}^2$

Il dimensionamento strutturale della platea è stato svolto valutando la struttura con comportamento a piastra, secondo la teoria semplificata di *Grashov* ma che si adatta con buona approssimazione a casi analoghi al presente. Ai fini del calcolo vengono, quindi, considerate due strisce nelle due direzioni ortogonali posizionate nella mezzeria della platea sulle quali viene ripartito, in proporzione alle relative rigidezze, il carico di competenza.

La platea è considerata appoggiata su tutti e quattro i lati perimetrali (coefficiente $k = 1$); cautelativamente è, stato considerato un coefficiente di incastro pari ad $1/12$ alle sezioni di estremità ed un coefficiente di $1/8$ in mezzeria.



Le sollecitazioni flettenti e taglianti così determinate sono, state, quindi, utilizzate per il calcolo e la verifica delle armature necessarie nelle due direzioni per la combinazione fondamentale a SLU e caratteristica a SLE, considerando la sezione maggiormente sollecitata ed estendendo l'armatura di calcolo ad essa relativa all'intera platea di fondazione:

**SOLLECITAZIONI A STATO LIMITE ULTIMO
combinazione fondamentale**

**Piastra in CA calcolata secondo
la teoria semplificata di Grashov - SLU**

Dati geometrici della soletta

Larghezza LX	(m)	3.40	
Lunghezza LY	(m)	2.40	
Larghezza di una striscia B	(cm)	100	
Altezza nervatura h	(cm)	30	
Copriferro h'	(cm)	4.0	
Coefficiente K di Grashov		1.00	Vedi tabella

Comportamento della soletta a **Piastra**

Caratteristiche dei materiali

Tensione amm. calcestruzzo	(N/mm ²)	11.25	11.25
Tensione ammissibile dell'acciaio	(N/mm ²)	360.00	360.00 (N/mm ²)
Coefficiente di omogen. n		15	
Diametro barre	∅ (mm)	10	
Rapporto armatura As'/As		1	

Carichi agenti

Carico permanente	(kN/mq)	19.5	
Carico accidentale	(kN/mq)	7.5	
Carico totale	(kN/mq)		27.0
Carico agente su striscia lungo x			5.0 (kN/mq)
Carico agente su striscia lungo y			22.0 (kN/mq)

Sollecitazioni di calcolo

Momento all'incastro Mx-	Px*Lx ² /	12	4.8 kN x m
Momento in mezzeria Mx+	Px*Lx ² /	8	7.2 kN x m
Momento all'incastro My-	Py*Ly ² /	12	10.6 kN x m
Momento in mezzeria My+	Py*Ly ² /	8	15.8 kN x m
Taglio all'incastro Tx	Px*Lx/	2	8.5 kN
Taglio all'incastro Ty	Py*Ly/	2	26.4 kN

Verifica sezioni

Armatura disposta su una striscia

		Inc.asse x	Mezz.asse x	Inc.asse y	Mezz.asse y
Ferri in zona tesa	n° diam.	2	2	2	3
Ferri in zona compressa	n° diam.	2	2	2	3
Sigma cls	(N/mm ²)	1.2	1.8	2.6	3.3
Sigma acciaio	(N/mm ²)	123		269	
Tau cls	(N/mm ²)	0.04		0.11	

**SOLLECITAZIONI A STATO LIMITE DI ESERCIZIO
combinazione caratteristica (rara)**

**Piastra in CA calcolata secondo
la teoria semplificata di Grashov - SLE**

Dati geometrici della soletta

Larghezza LX	(m)	3.40	
Lunghezza LY	(m)	2.40	
Larghezza di una striscia B	(cm)	100	
Altezza nervatura h	(cm)	30	
Copriferro h'	(cm)	4.0	
Coefficiente K di Grashov		1.00	Vedi tabella

Comportamento della soletta a **Piastra**

Caratteristiche dei materiali

Tensione amm. calcestruzzo	(N/mm ²)	11.25	11.25
Tensione ammissibile dell'acciaio	(N/mm ²)	360.00	360.00 (N/mm ²)
Coefficiente di omogen. n		15	
Diametro barre	∅ (mm)	10	
Rapporto armatura As'/As		1	

Carichi agenti

Carico permanente	(kN/mq)	15.0	
Carico accidentale	(kN/mq)	5.0	
Carico totale	(kN/mq)		20.0
Carico agente su striscia lungo x			4.0 (kN/mq)
Carico agente su striscia lungo y			16.0 (kN/mq)

Sollecitazioni di calcolo

Momento all'incastro Mx-	Px*Lx ² /	12	3.9 kN x m
Momento in mezzeria Mx+	Px*Lx ² /	8	5.8 kN x m
Momento all'incastro My-	Py*Ly ² /	12	7.7 kN x m
Momento in mezzeria My+	Py*Ly ² /	8	11.5 kN x m
Taglio all'incastro Tx	Px*Lx/	2	6.8 kN
Taglio all'incastro Ty	Py*Ly/	2	19.2 kN

Verifica sezioni

Armatura disposta su una striscia

		Inc.asse x	Mezz.asse x	Inc.asse y	Mezz.asse y
Ferri in zona tesa	n° diam.	2	2	2	2
Ferri in zona compressa	n° diam.	2	2	2	2
Sigma cls	(N/mm ²)	1.0	1.4	1.9	2.9
Sigma acciaio	(N/mm ²)	98		196	
Tau cls	(N/mm ²)	0.03		0.08	

VERIFICHE STRUTTURALI

DATI

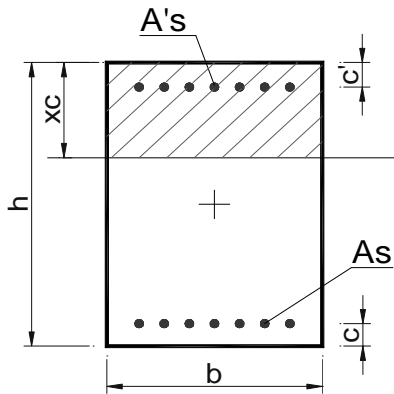
Altezza sezione	h	0.30	m
Larghezza sezione	b	1.00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.26	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	15.8	kNm
Taglio agente	V_{sd}	26.4	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	8.1	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	11.5	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	30.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	25.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	33.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	26230	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.2	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14167	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.08	N/mm ²
	$f_{ctk,0,05}$	1.80	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1196983	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	61.4	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.005	m
Momento resistente	M_{Rd}	15.8	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	$\xi=x/d$	0.0	/
Area minima da normativa	A_{min}	390	mm ²
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	157	mm ²
Area di calcolo	A_{max}	390	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	\varnothing_1	10	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	\varnothing_1	0	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	393	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	\varnothing_2	10	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	\varnothing_2	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	393	mm ²
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	393	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	393	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	27	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ϵ_c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ϵ_s	0.0308	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ϵ'_s	0.0017812	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14.2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	374	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-300436	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	153545	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	146891	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.102	/
Momento resistente	M_{Rd}	42.6	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	15.8	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	



Geometria della sezione		
[cm]		
Altezza	h	30
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	15.8	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura tesa As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
5	10	3.93	4
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		3.93	

Armatura compressa A's			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
5	10	3.93	4
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		3.93	

Materiali										
	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	α_{fcd} [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}	
C25/30	1.5	0.85	30	25	16.7	14.2	0.8	0.200%	0.350%	
	γ_E	γ_S	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	ϵ_{ud}	
B450C	1.00	1.15	200000	450	391.3	0.196%	7.500%	1	7.500%	

- N costante
- e costante

calcola

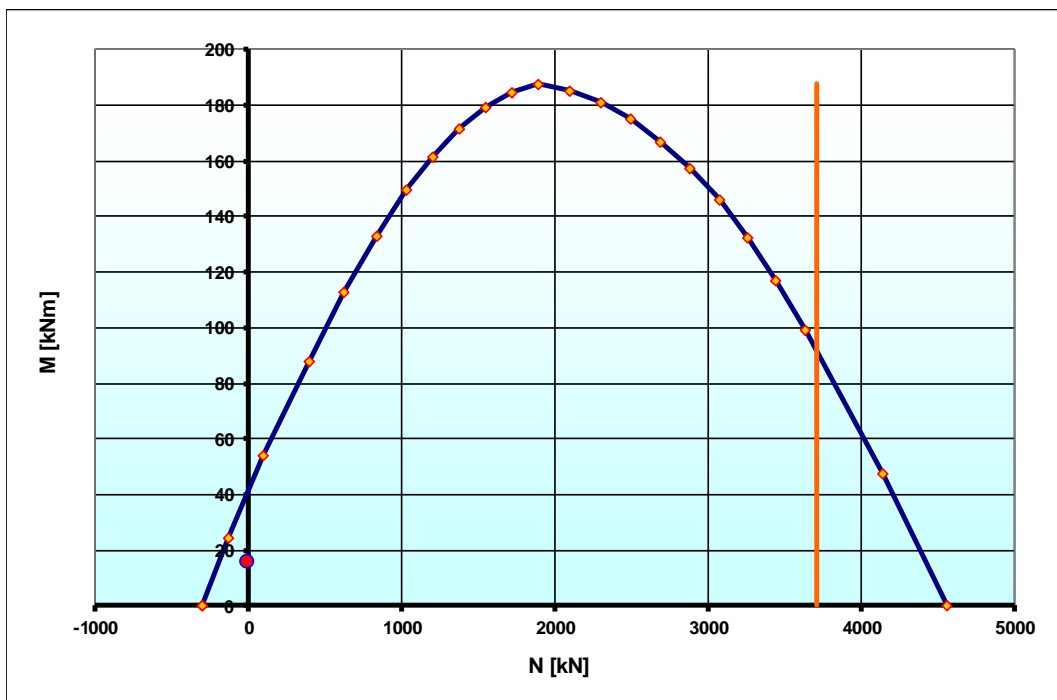
N ultimo
0.0 [kN]

xc
2.61 [cm]

Momento ultimo
42.6 [kNm]

FS
2.69

DOMINIO DI RESISTENZA M-N



VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0	radianti
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78.5	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	785	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	898	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	572	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-326	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	26.4	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	10	mm
Area del ferro	A	78.5	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	33	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	785	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	15	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	5	/
Passo armatura al taglio	s	20	cm
Diametro armatura	Φ	10	mm
Area armatura	A	79	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	300	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	260	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	300000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	8050000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	11500000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	2600	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	231	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2.10	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10169	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n_{eff}	20.65	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	393	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	393	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11.25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15.00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	35	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	146981623	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	1.90	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	82	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	-2	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	2.72	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	118	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	-3	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	55	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	397997835	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	1.12	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	85	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	1.60	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	122	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	82	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	88	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	88433	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.004	/
Carichi di breve durata	1	k_t	0.6
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00024	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	10	mm
Coeff. 1 (Circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 2 febbraio 2009 cap.C4.1.2.2.4.6 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza massima tra le fessure	Δ_{smax}	519	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.122	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_d \leq 0.3 \text{ mm}$		VERIFICATO

Dai risultati di calcolo si evince come tutte le verifiche strutturali a SLU e a SLE possano ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto della costruzione in esercizio e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa tecnica per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.

L'armatura principale sarà, quindi, costituita da n. 5+5 ferri Ø 10/20 cm in entrambe le direzioni della platea, sia inferiormente che superiormente oppure, in alternativa, da doppia rete elettrosaldata Ø 10 a maglia 20 cm.

9.3.2 Verifiche geotecniche

Si riportano nel seguito i risultati dei calcoli di verifica a carico limite del terreno interessato dalla platea di fondazione delle cabine di presa conformemente al D.M. 17.01.2018. Le verifiche sono state condotte sia in termini di tensioni efficaci (condizioni drenate) che in termini di tensioni totali (condizioni non drenate), per la **combinazione A1+M1+R3** considerando, aggiuntivamente, anche i fattori correttivi sismici "z" come definiti da *Paolucci & Pecker* (1997). I parametri geomeccanici del terreno applicati sono

stati prudenzialmente riferiti all'unità geotecnica II, eccetto per il valore di coesione efficace per le verifiche in condizioni drenate, ragionevolmente assunto pari a 5 kPa (valore medio unità geotecnica III) trattandosi, comunque, di terreni dotati di un certo grado di coesività; la falda è stata cautelativamente posta ad una profondità di 3,0 m dal piano campagna. L'approfondimento D, trattandosi di fondazione superficiale, è stato assunto di valore nullo.

Verifica in condizioni drenate:

Il carico limite che può gravare sul terreno in condizioni di tipo drenato è determinabile mediante il metodo di *Brinch-Hansen* secondo la seguente espressione:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma$$

Verifica combinazione A1+M1+R3

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	2.4	m
L	3.4	m
Base ridotta [B']	2.4	m
Lunghezza ridotta [L']	3.4	m
m	1.59	
N _y	5.39	
N _q	6.40	
N _c	14.83	
i _y	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _y	0.72	
s _q	1.26	
s _c	1.30	
b _y	1.00	
b _q	1.00	
b _c	1.00	
g _y	1.00	
g _q	1.00	
g _c	1.00	
d _y	1.00	
d _q	1.00	
d _c	1.00	
z _y	0.39	
z _q	0.39	
z _c	0.89	
q_{lim}	122	kN/m²

Il carico che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cong 0,12 \text{ N/mm}^2 \text{ (1,2 kg/cm}^2\text{)}$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 0,12/2,3 \cong 0,05 \text{ N/mm}^2 \text{ (0,5 kg/cm}^2\text{)} > q_d = 0,027 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{F.S.} \cong 0,12 \text{ N/mm}^2 / 0,027 \text{ N/mm}^2 \cong 4,4 > 2,3 \text{ (R3)}$$

Verifica in condizioni non drenate:

Il carico limite che può gravare sul terreno in condizioni di tipo non drenato è determinabile mediante il metodo di *Brinch-Hansen* secondo la seguente espressione:

$$q_{lim} = c_U \cdot N_c \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + q$$

Verifica combinazione A1+M1+R3

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	2.4	m
L	3.4	m
Base ridotta [B']	2.4	m
Lunghezza ridotta [L']	3.4	m
m	1.59	
N _c	5.14	
i _c	1.00	
s _c	1.14	
b _c	1.00	
g _c	1.00	
d _c	1.00	
z _c	0.89	
q_{lim}	208	kN/m²

Il carico che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} \cong 0,21 \text{ N/mm}^2 \text{ (2,1 kg/cm}^2\text{)}$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 0,21/2,3 \cong 0,09 \text{ N/mm}^2 \text{ (0,9 kg/cm}^2\text{)} > q_d = 0,027 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{F.S.} \cong 0,21 \text{ N/mm}^2 / 0,027 \text{ N/mm}^2 \cong 7,7 > 2,3 \text{ (R3)}$$

LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE

Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute, con buon margine di sicurezza, compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle costruzioni in progetto (cabine di presa principale), nonché con le proprietà geotecniche del terreno in sito.

I cedimenti in esercizio possono, peraltro, essere ritenuti di entità trascurabile o, comunque, contenuta entro pochi millimetri i quali, con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono essere ritenuti del tutto compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità delle costruzioni progettualmente previste.

9.4 Pozzetti di testata degli attraversamenti stradali

Il presente progetto prevede l'attraversamento della S.S. n. 417 in due tratti della rete irrigua mediante condotta in acciaio DN 150 mm posata con tecnologia no-dig, con l'ausilio di presso-trivella.

Alle estremità degli attraversamenti saranno realizzati specifici pozzetti di testata in c.c.a. gettato in opera, aventi le seguenti caratteristiche geometriche:

- pozzetti di partenza / spinta: pianta con dimensioni utili pari a m 4,80 x 3,60 e spessore strutturale delle pareti di 40 cm, con maggiorazione di spessore relativamente alla parete oggetto della spinta della presso-trivella; le pareti avranno vincolo di incastro in fondazione e tra di esse, al fine di garantire l'idoneo comportamento scatolare della costruzione; la fondazione sarà di tipo diretto, a platea, con spessore strutturale di 50 cm.
- pozzetti di arrivo: pianta con dimensioni utili pari a m 2,60 m x 2,60 m e spessore strutturale delle pareti di 40 cm, con vincolo di incastro in fondazione e tra di esse, al fine di garantire l'idoneo comportamento scatolare alla costruzione; la fondazione sarà di tipo diretto, a platea, con spessore strutturale di 50 cm.

L'altezza delle pareti dei pozzetti, misurata allo spiccatto di fondazione, sarà variabile tra un minimo di 2,00 m ed un massimo di 2,50 m per l'attraversamento n. 1 e tra un minimo di 4,20 m ed un massimo di 7,90 m per l'attraversamento n. 2 (vedi tavola grafica n. 12.1).

Le solette non sono previste carrabili e saranno poste a quota sensibilmente superiore rispetto al p.c. per un'altezza pari al loro spessore (25 cm).

Per quanto riguarda i parametri del terreno, in considerazione della profondità di scavo, si adotteranno quelle pertinenti all'unità geotecnica III.

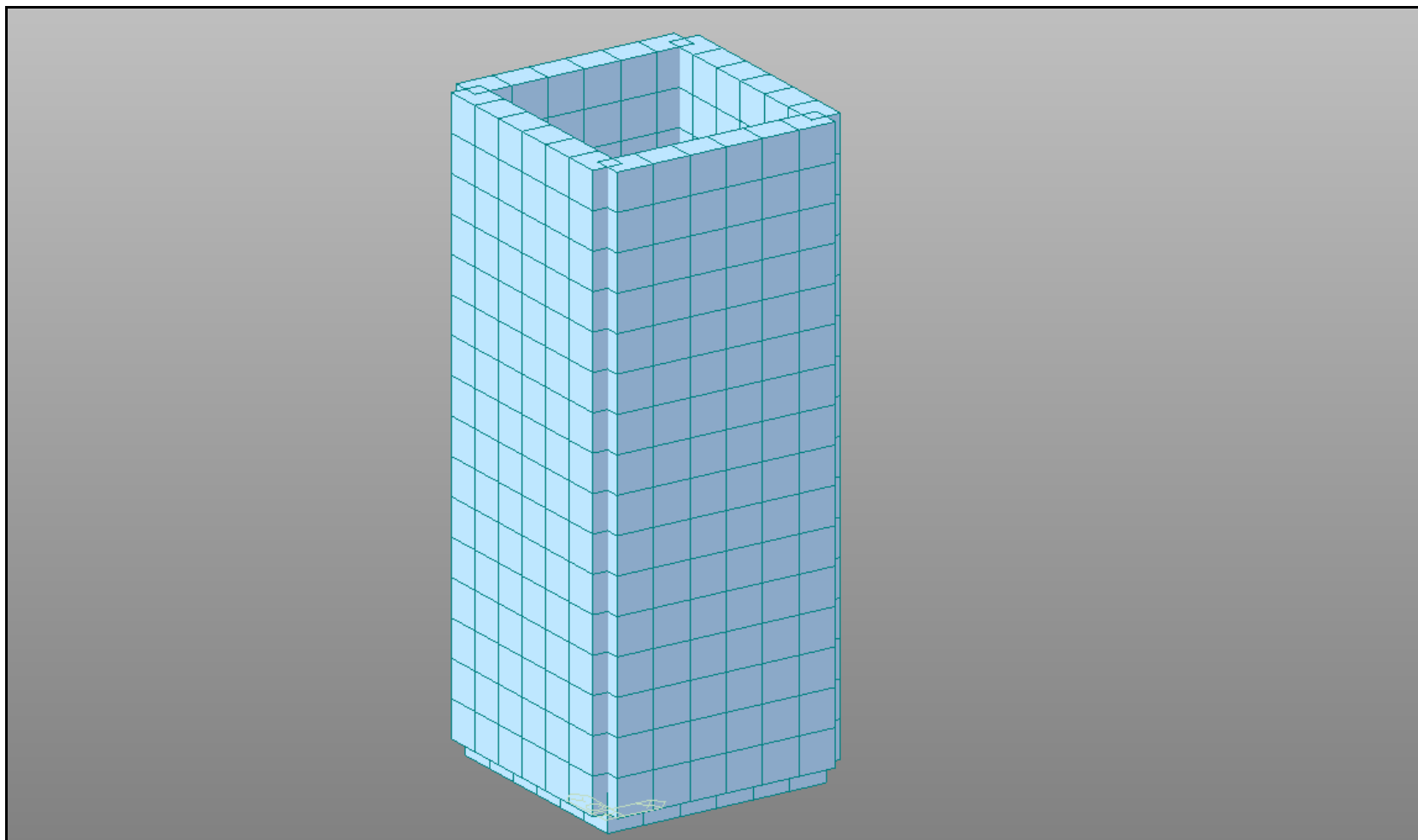
Vengono, quindi, nel seguito riportati il modello geometrico di calcolo e i principali risultati di calcolo strutturale dei pozzetti, in relazione alle condizioni più gravose di verifica associate alle massime altezze relative (attraversamento n. 2), sia per quanto riguarda il pozzetto di arrivo che di partenza/spinta, con l'involuppo delle sollecitazioni di calcolo a momento flettente, taglio e sforzo normale e le relative verifiche a stato limite ultimo e a stato limite di esercizio.

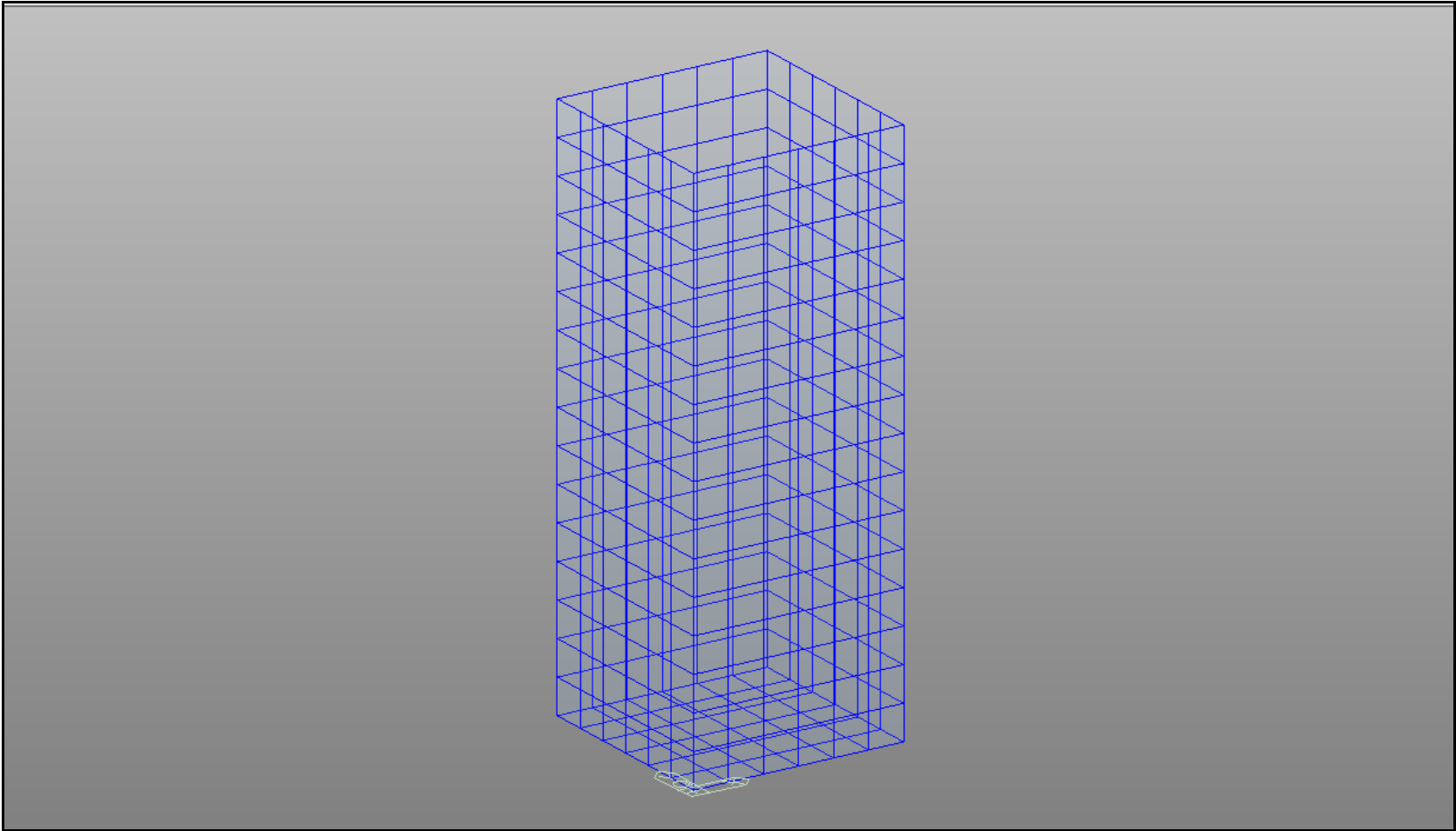
A seguire si riportano le verifiche geotecniche relative alla stima dei cedimenti ed alla verifica a capacità portante del sistema terreno-fondazione.

9.4.1 *Modello di calcolo e sintesi dei risultati*

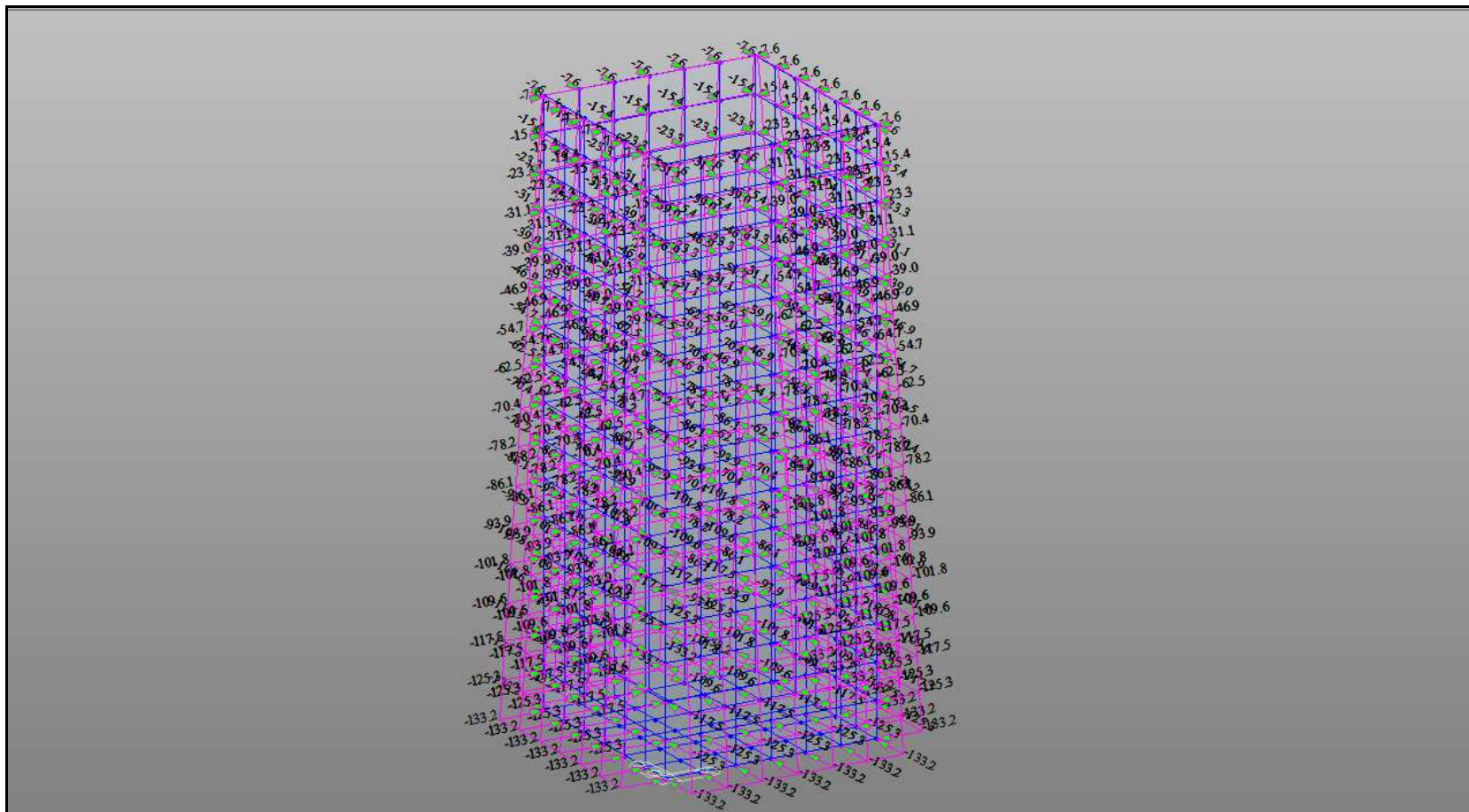
POZZETTI DI ARRIVO – H_{MAX} PARETI ≅ 7,90 m

MODELLO DI CALCOLO

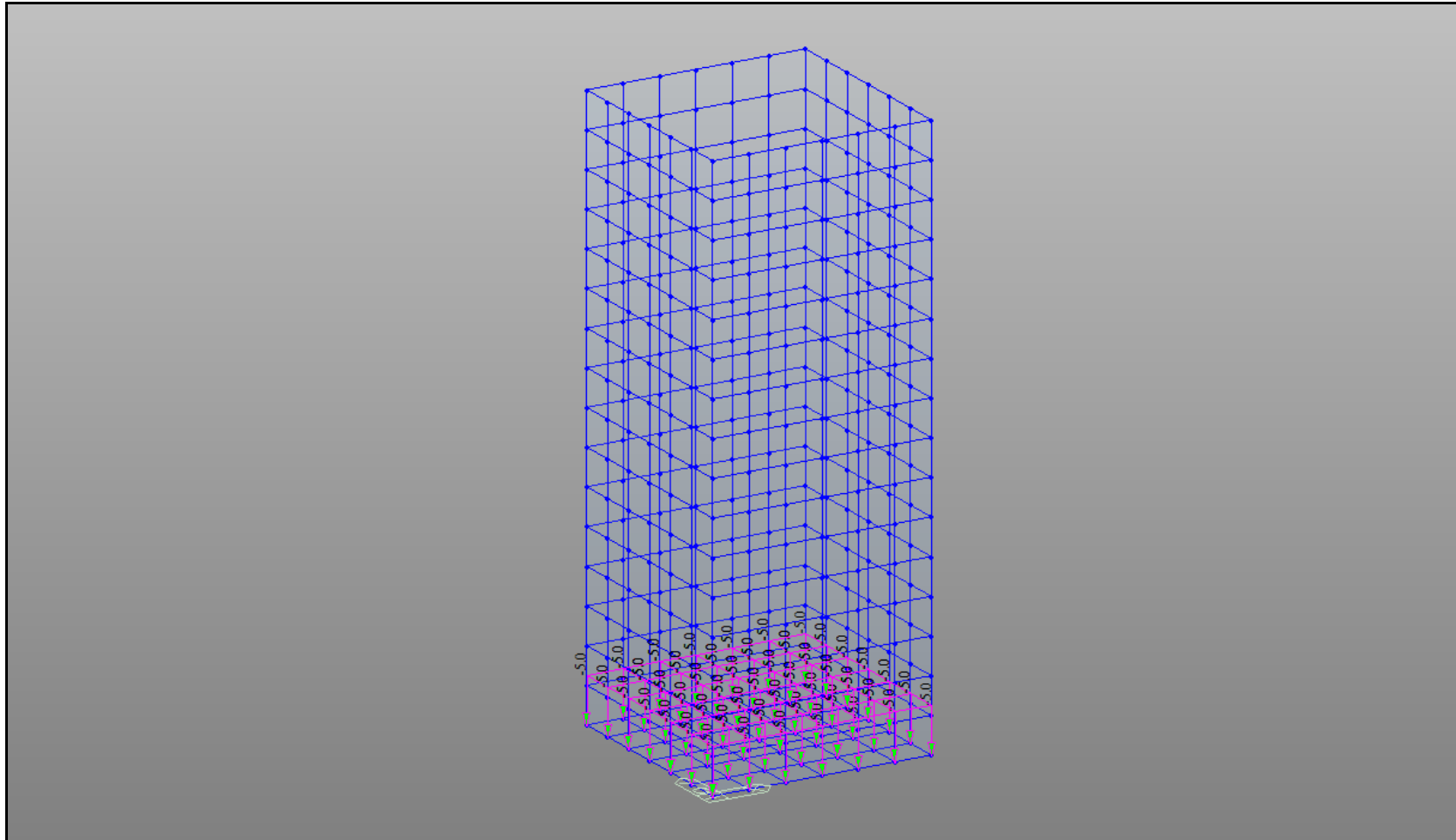




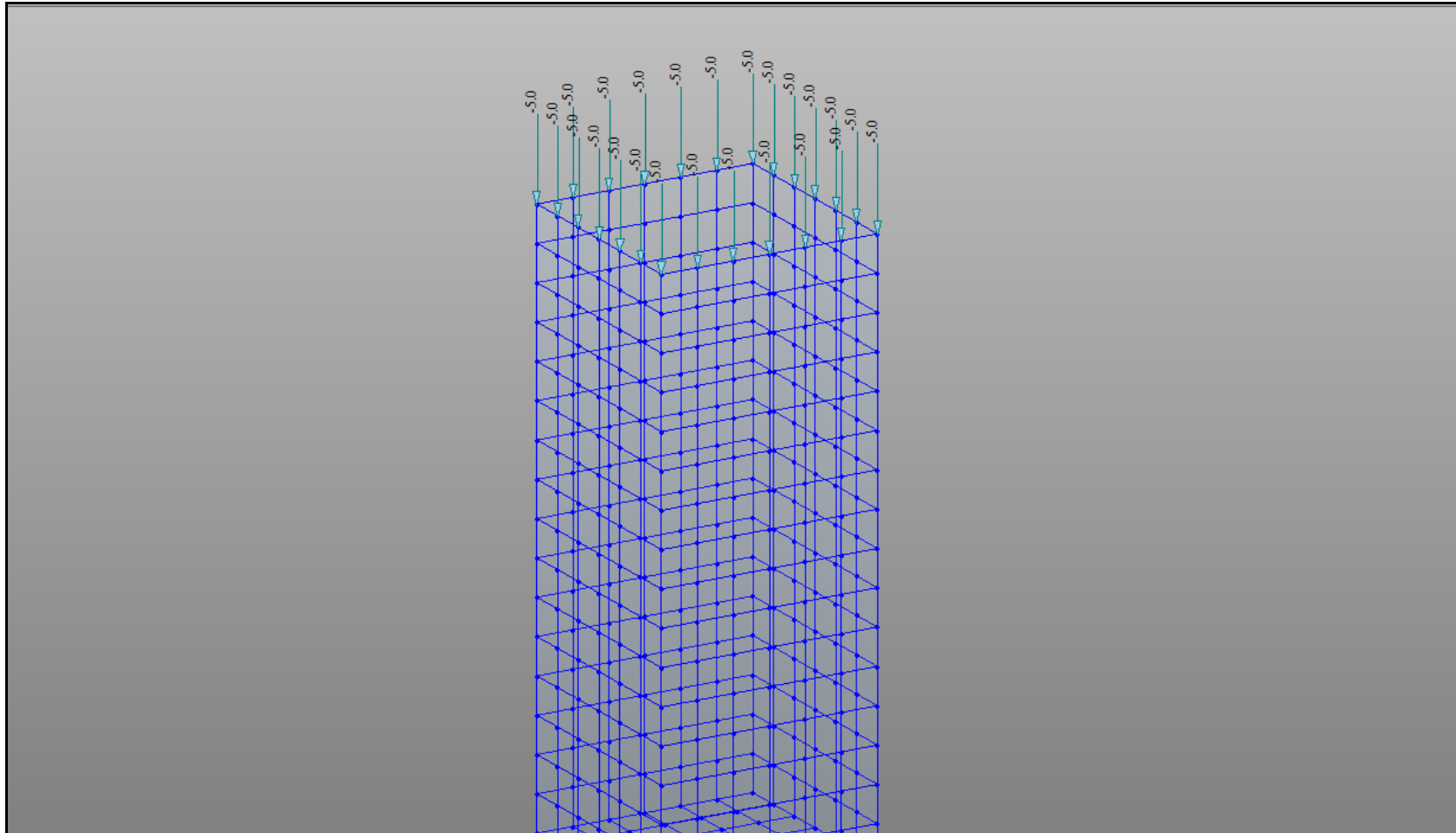
AZIONE TERRENO



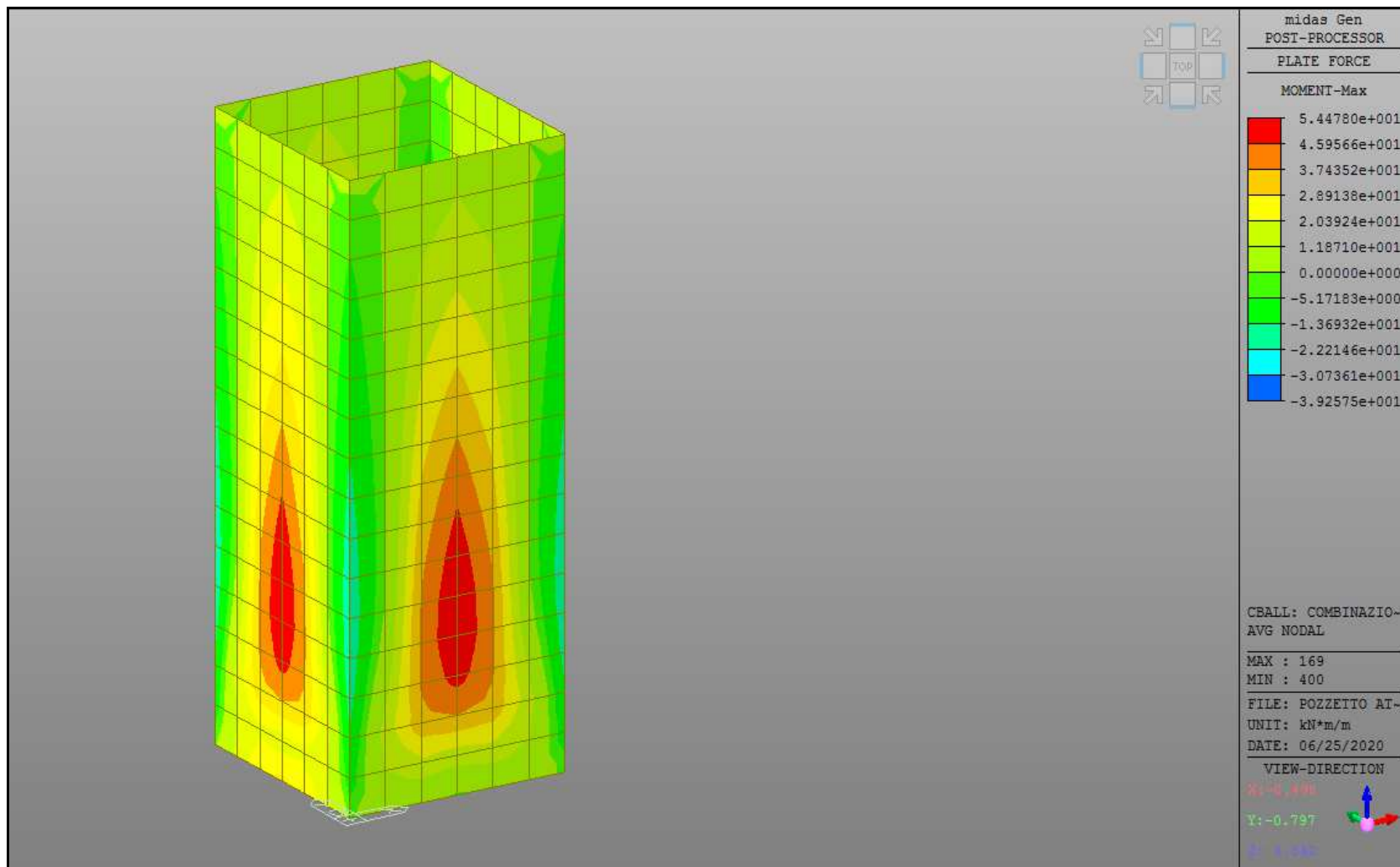
SOVRACCARICO VARIABILE IN FONDAZIONE

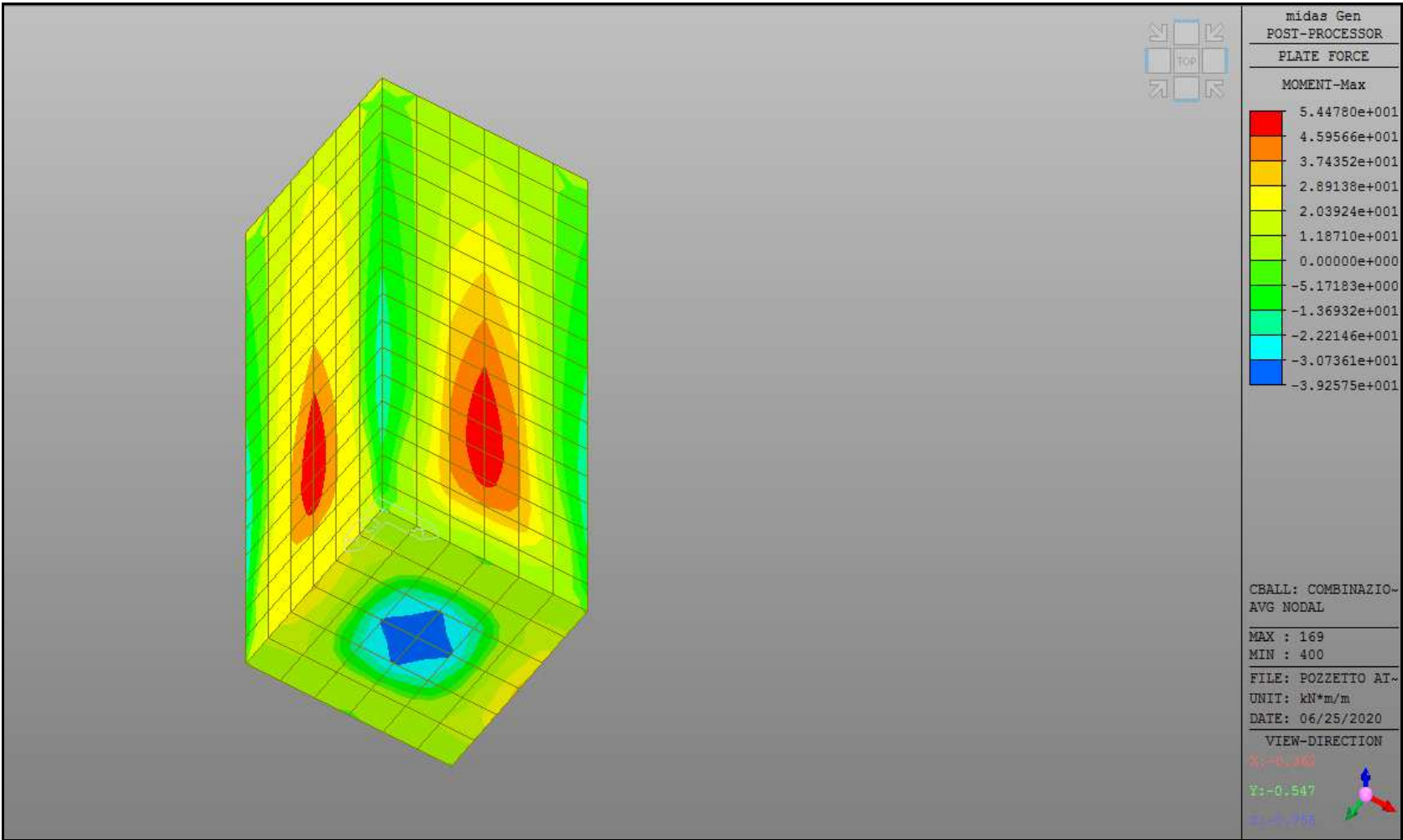


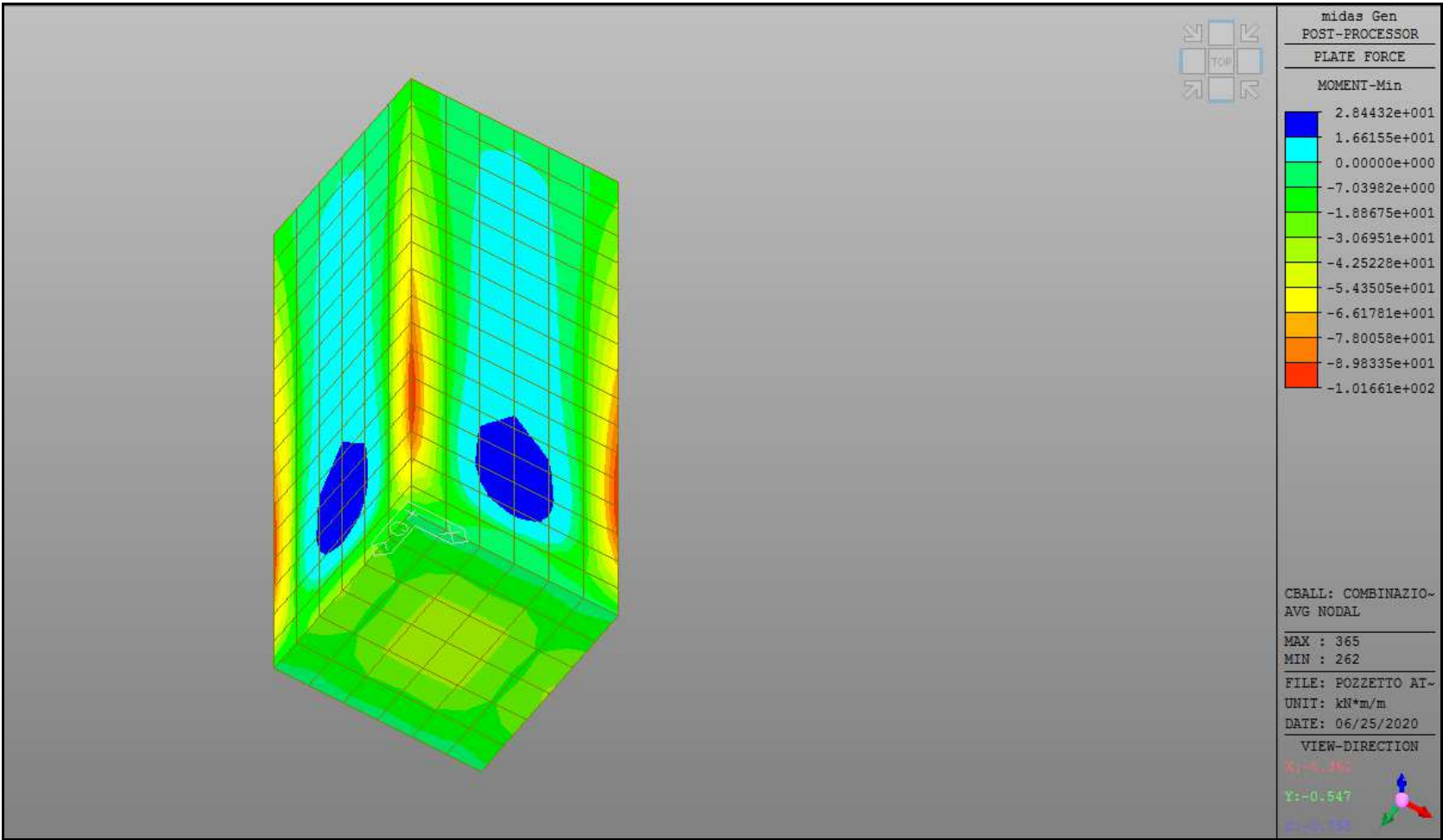
SOVRACCARICO VARIABILE SOLETTA DI COPERTURA

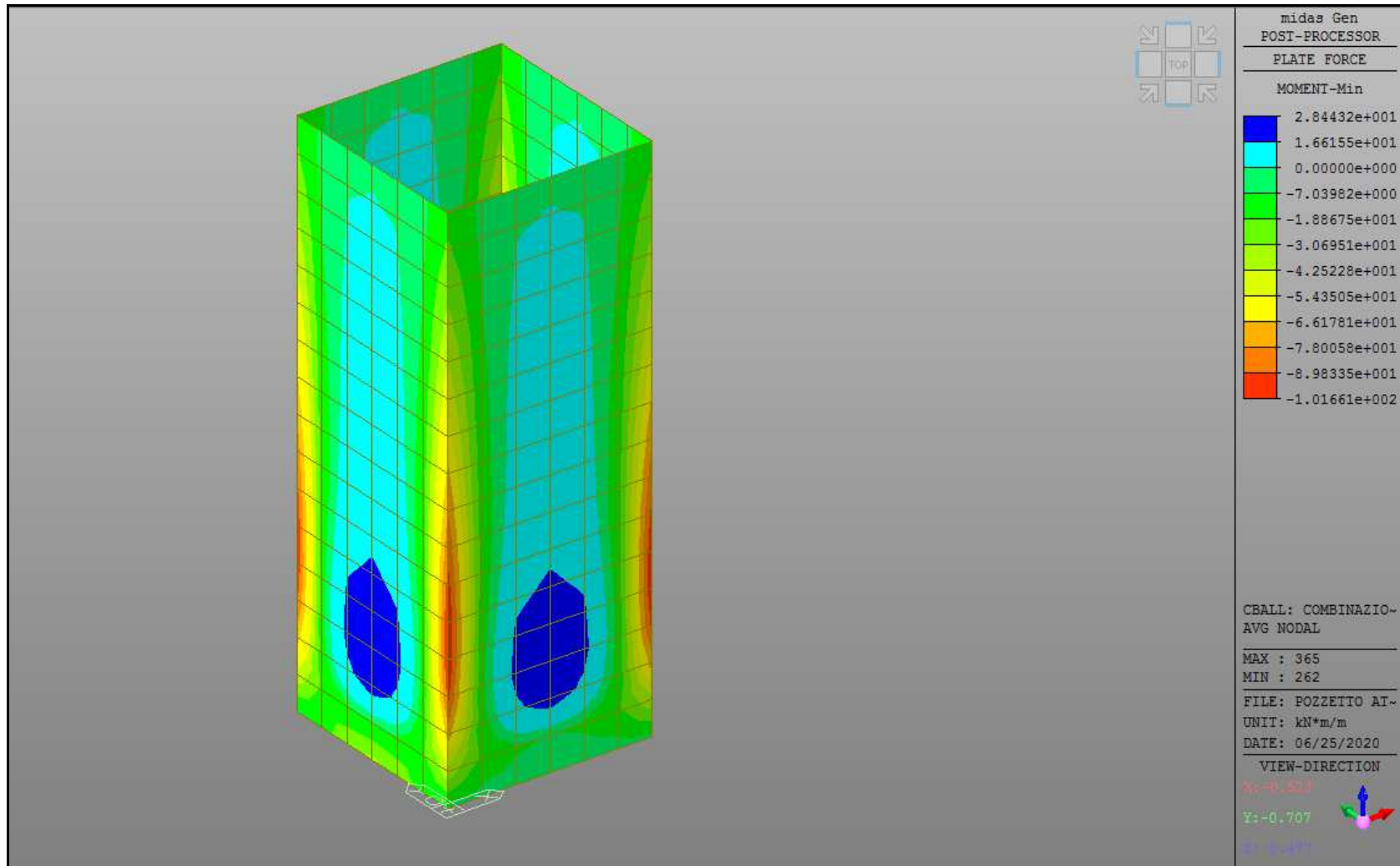


SOLLECITAZIONE DI MOMENTO FLETTENTE A SLU – COMBINAZIONE FONDAMENTALE

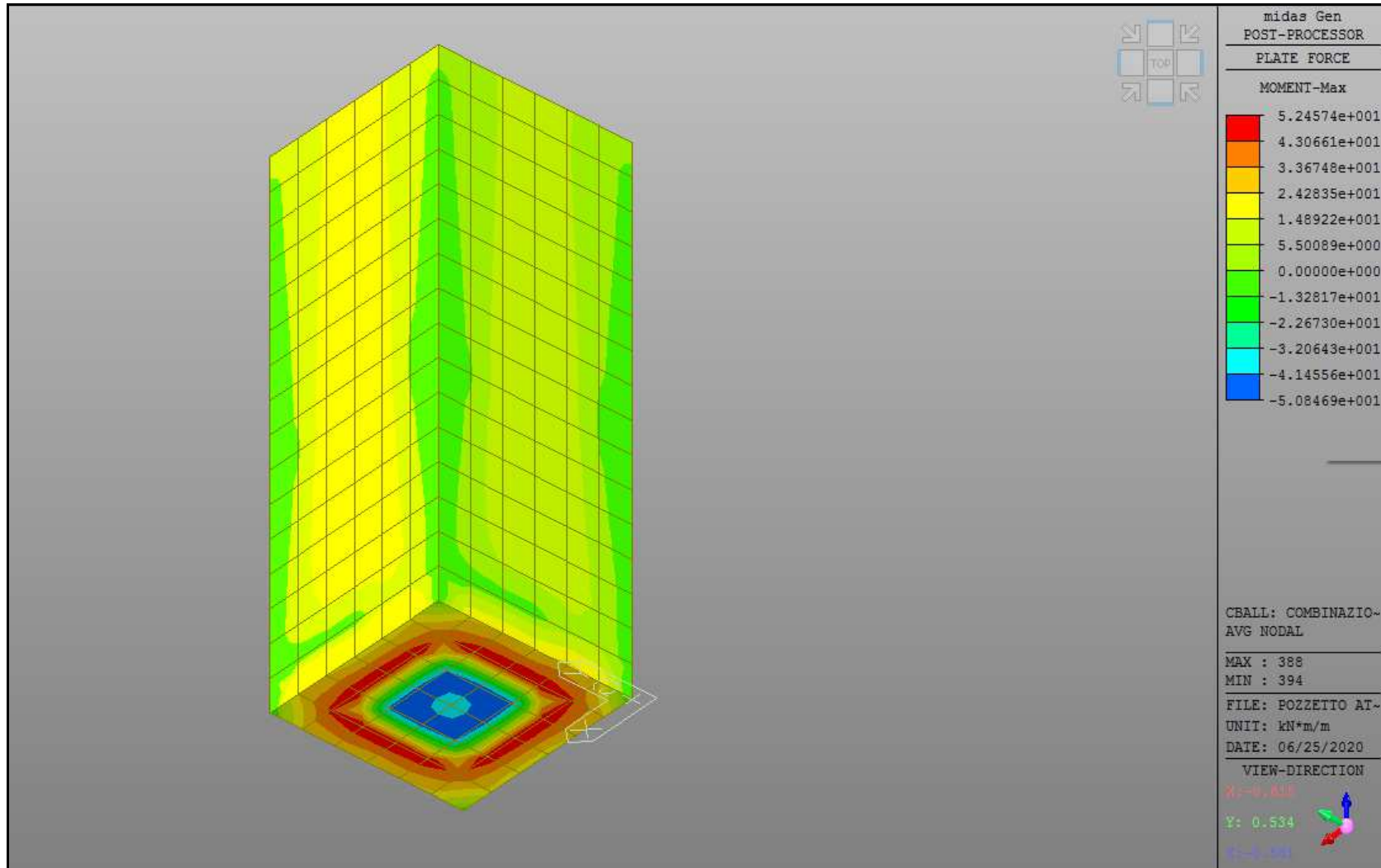


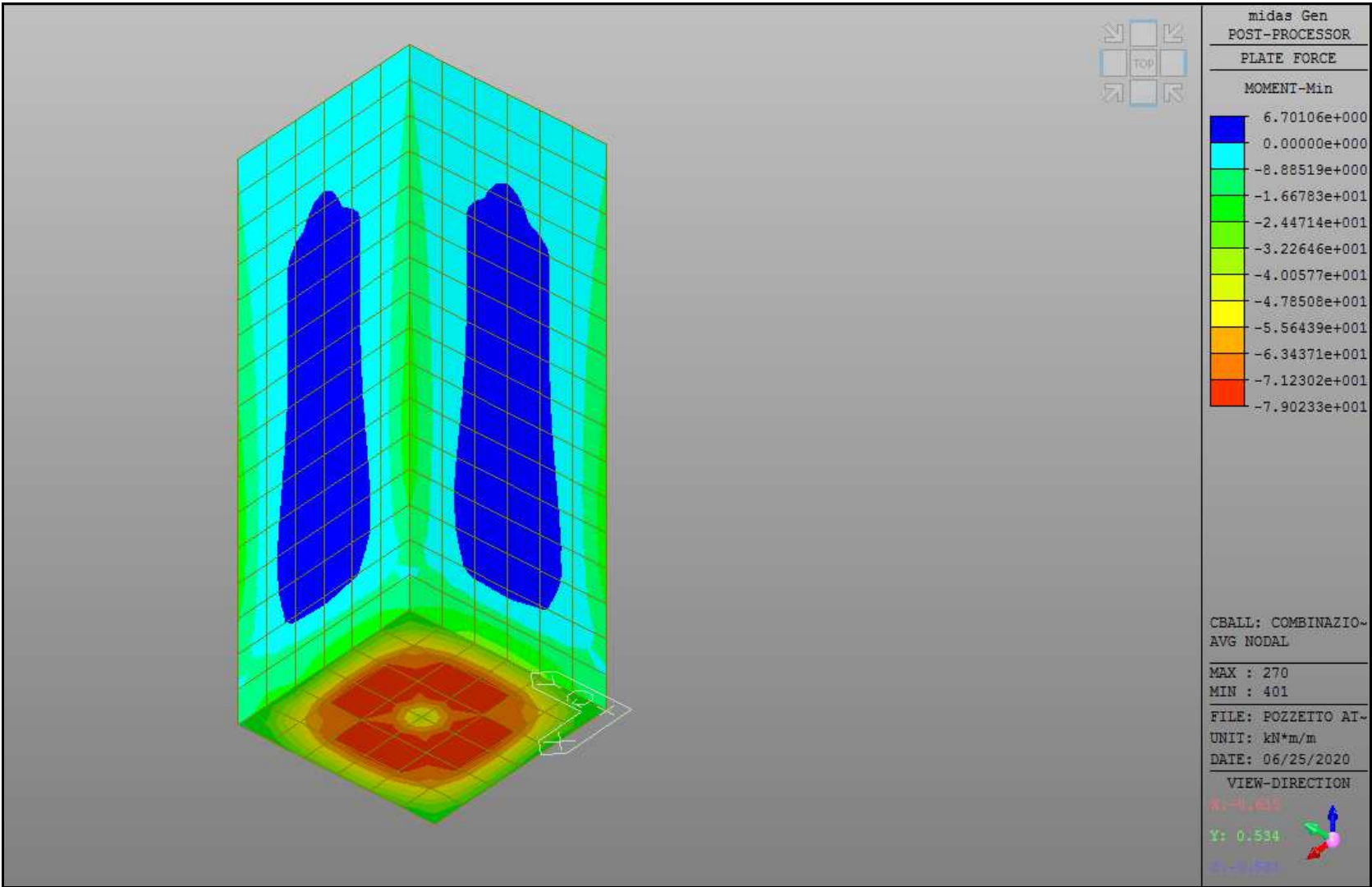




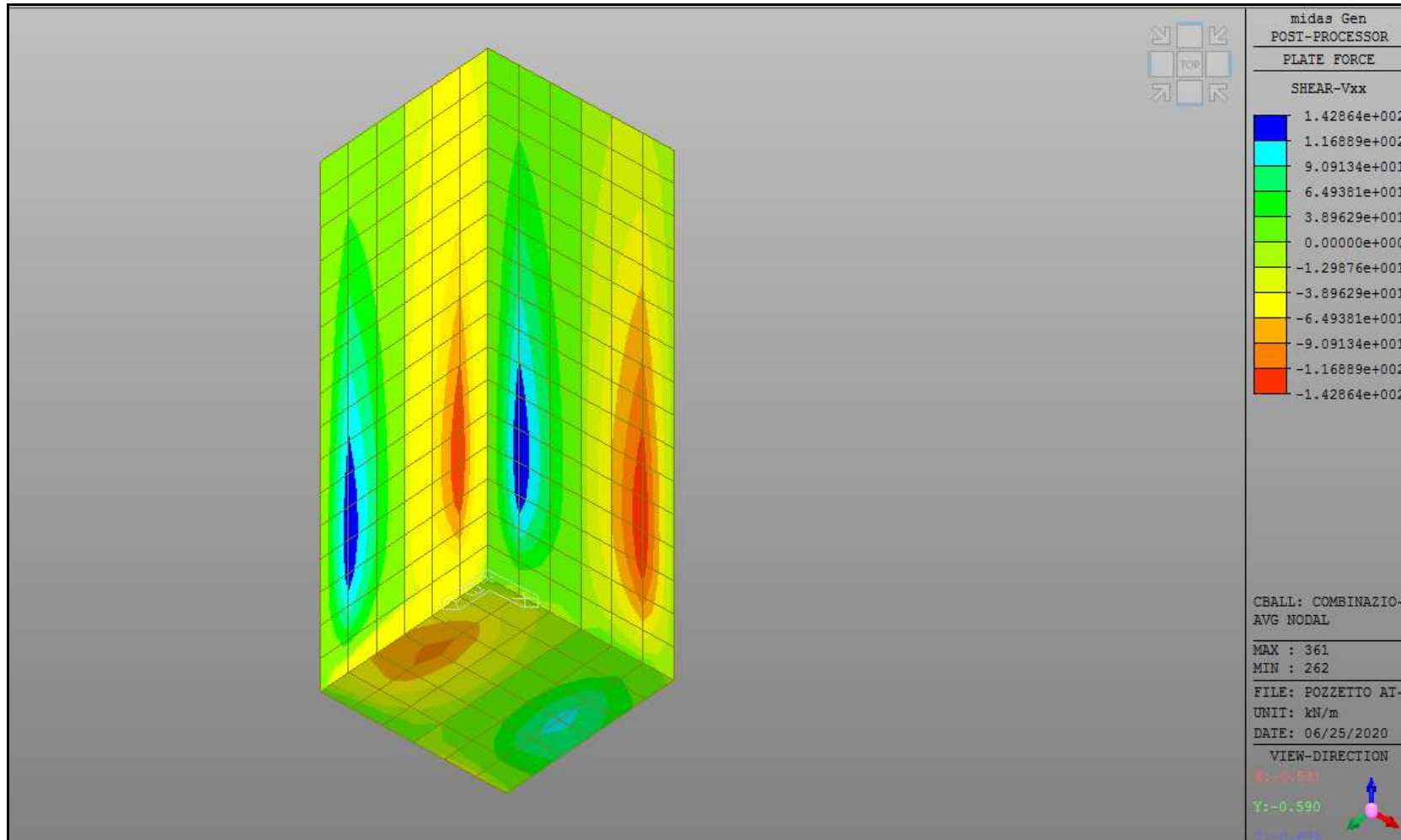


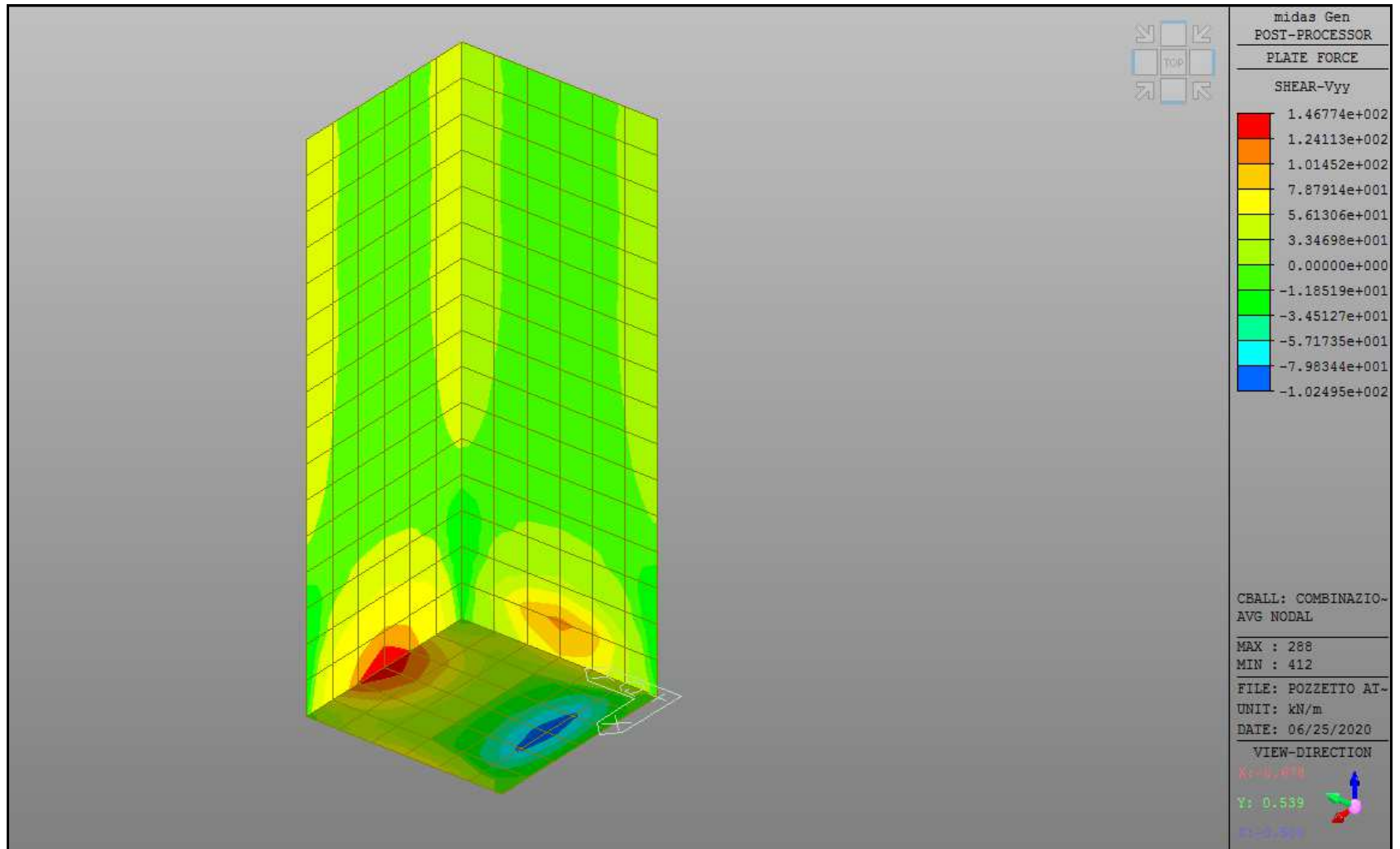
SOLLECITAZIONE DI MOMENTO FLETTENTE A SLV – COMBINAZIONE SISMICA



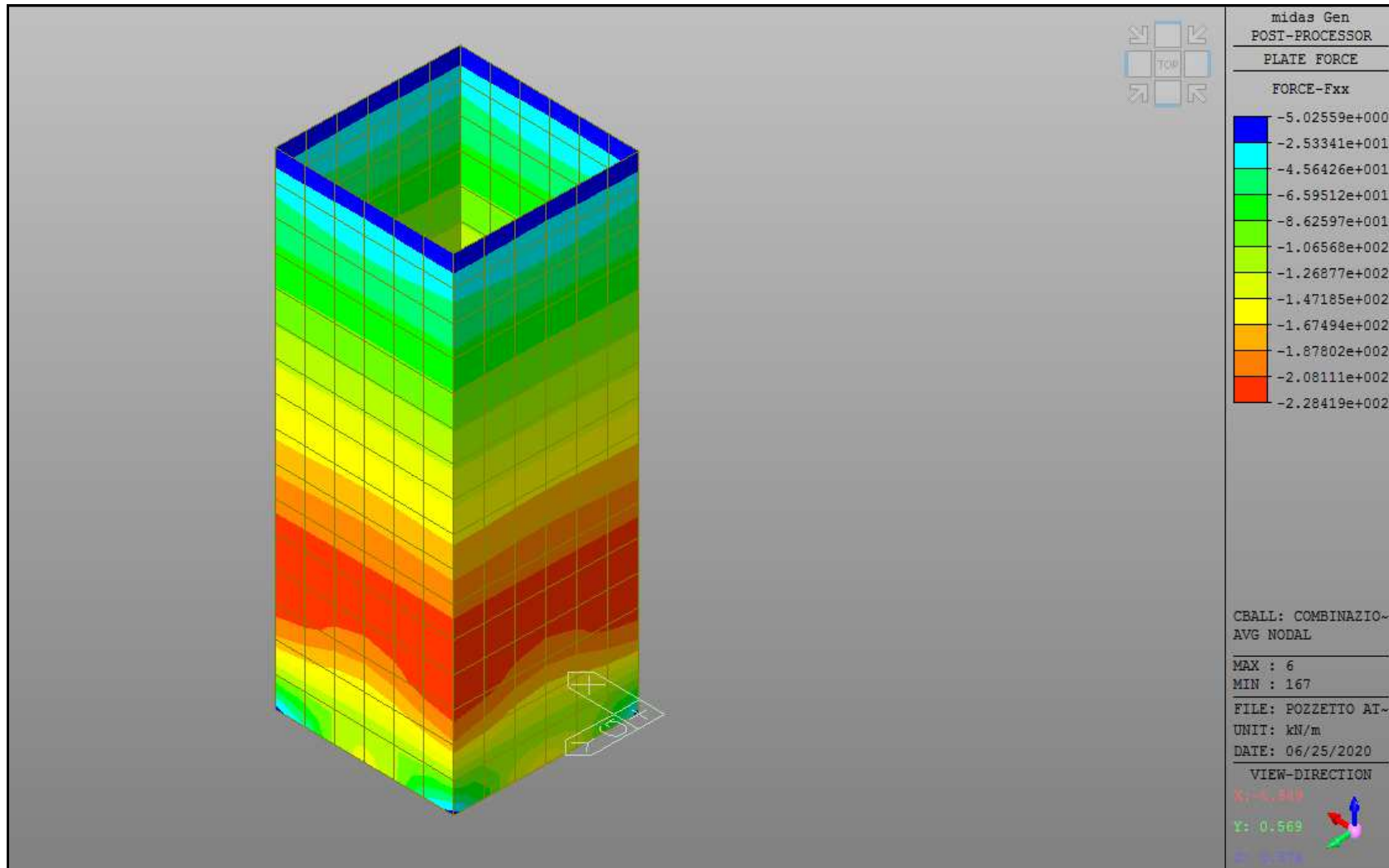


SOLLECITAZIONE DI TAGLIO A SLU – COMBINAZIONE FONDAMENTALE

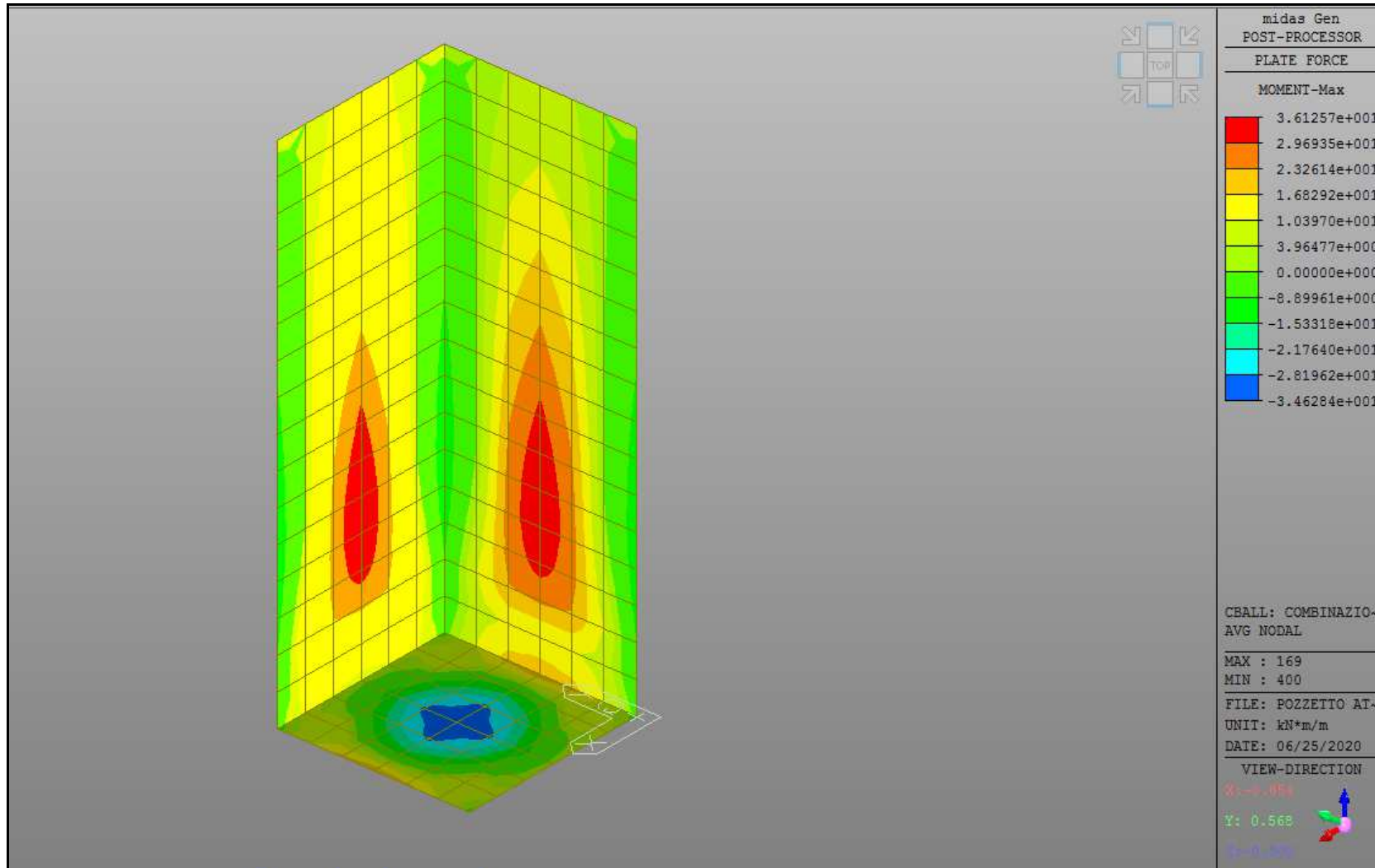


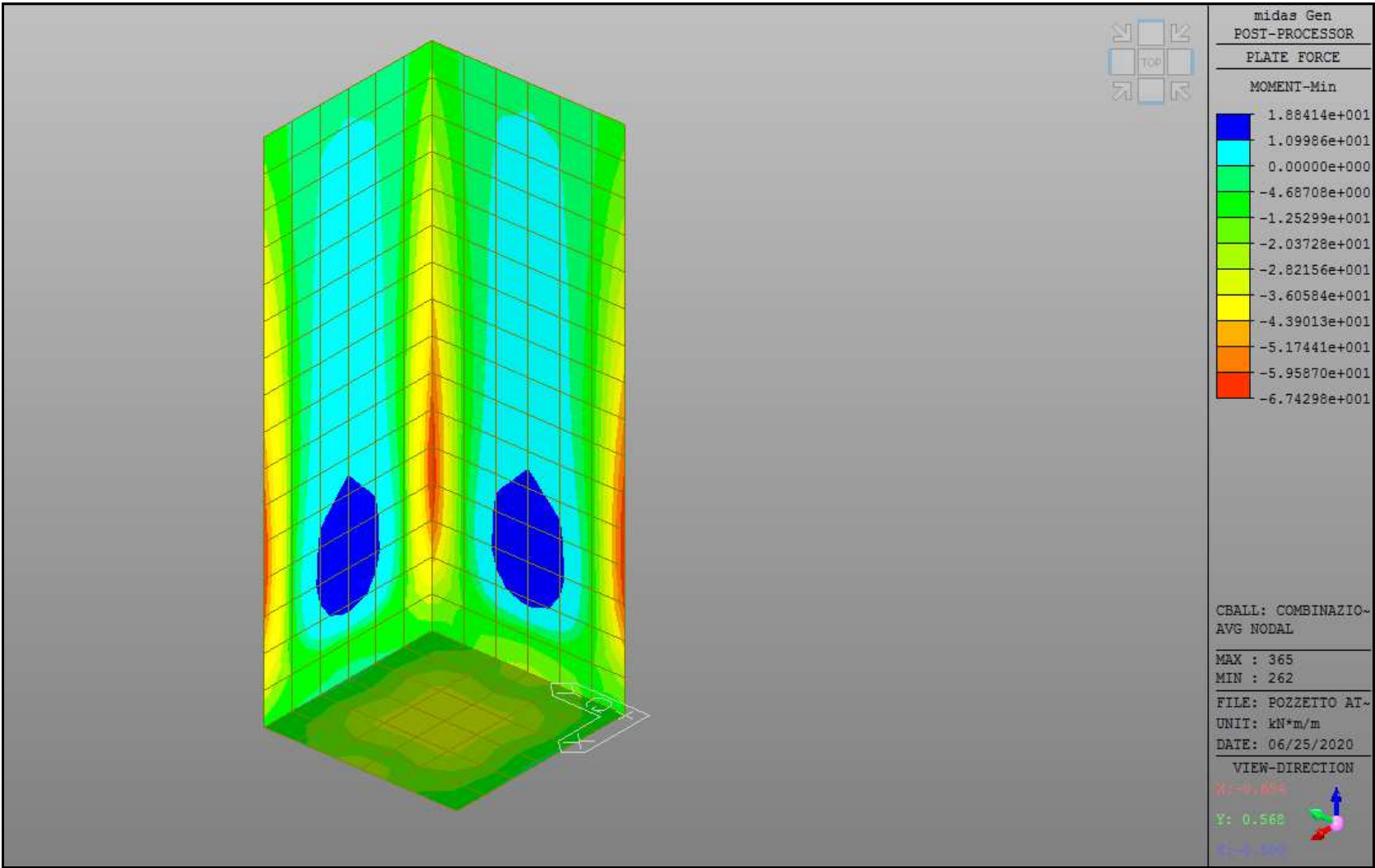


SOLLECITAZIONE DI SFORZO NORMALE A SLU – COMBINAZIONE FONDAMENTALE

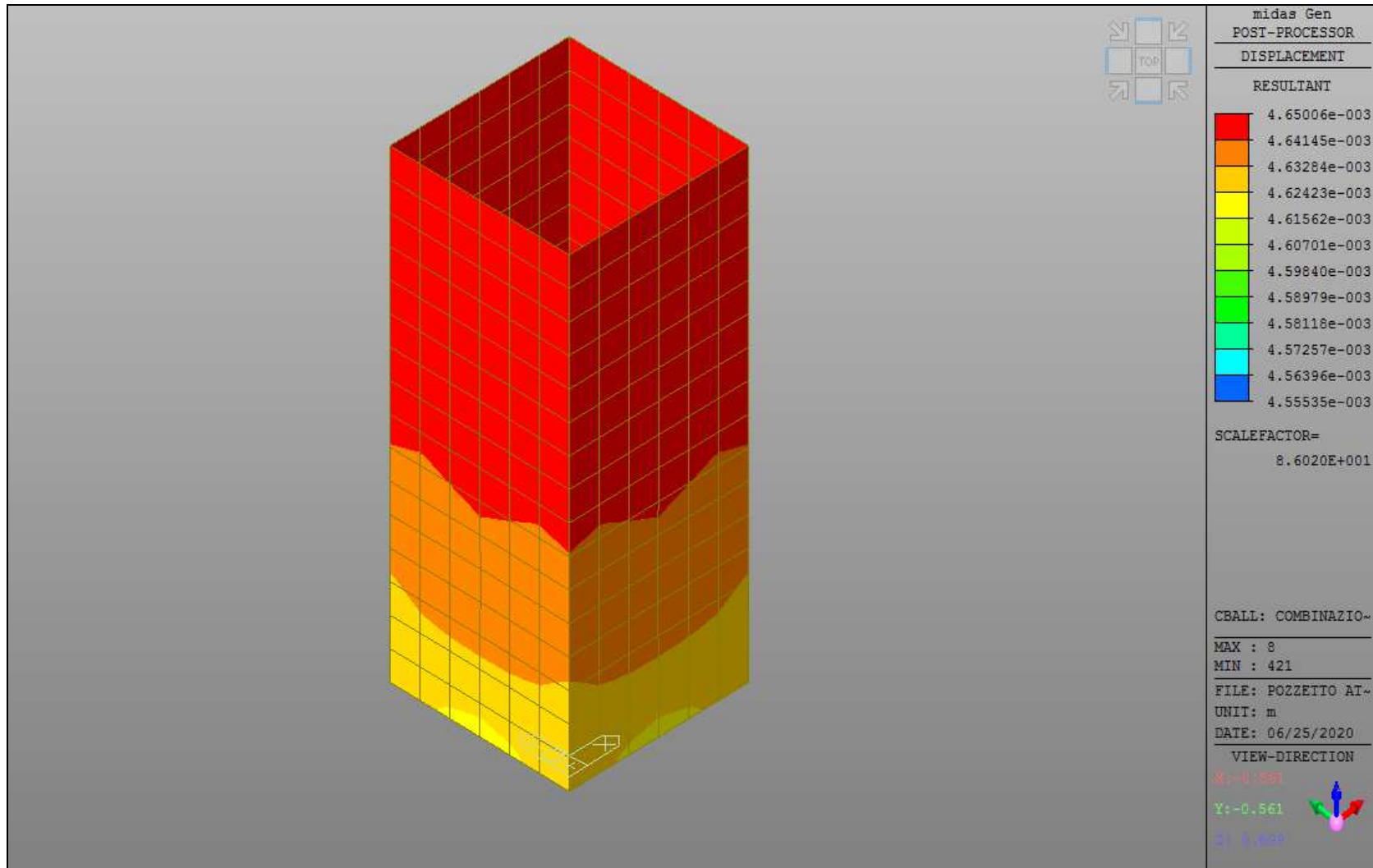


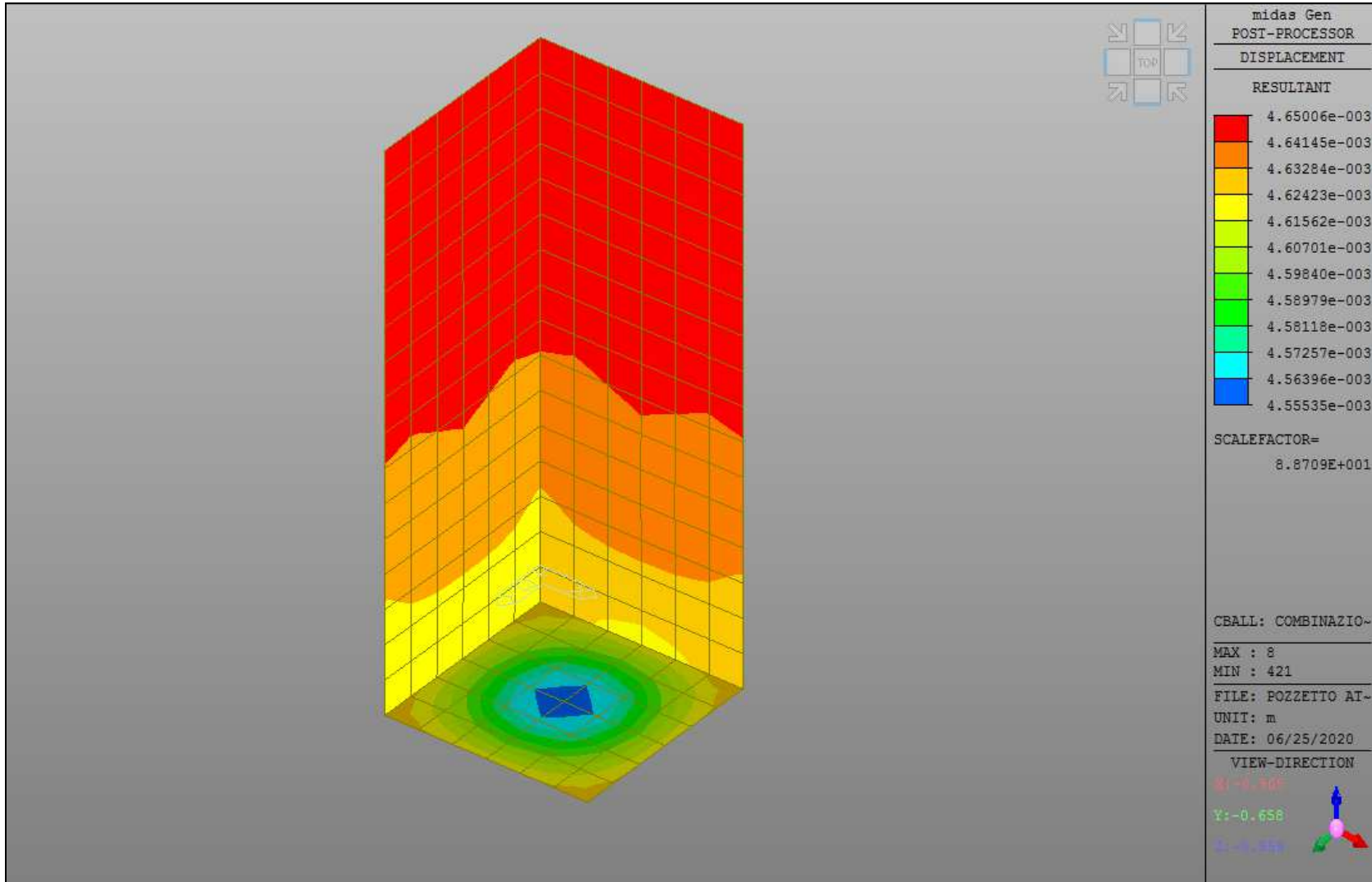
SOLLECITAZIONE DI MOMENTO FLETTENTE A SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA



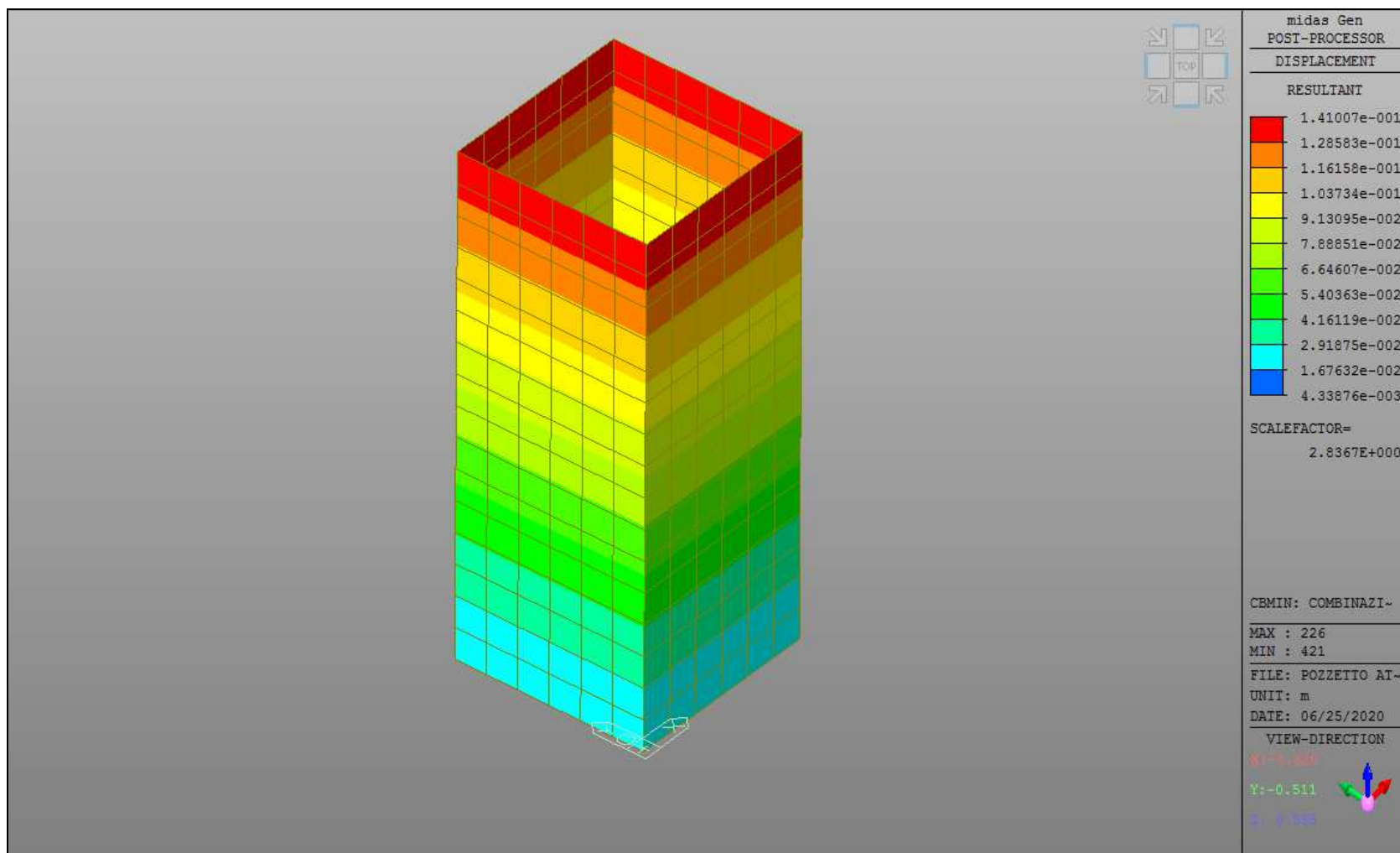


DEFORMAZIONI A SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA



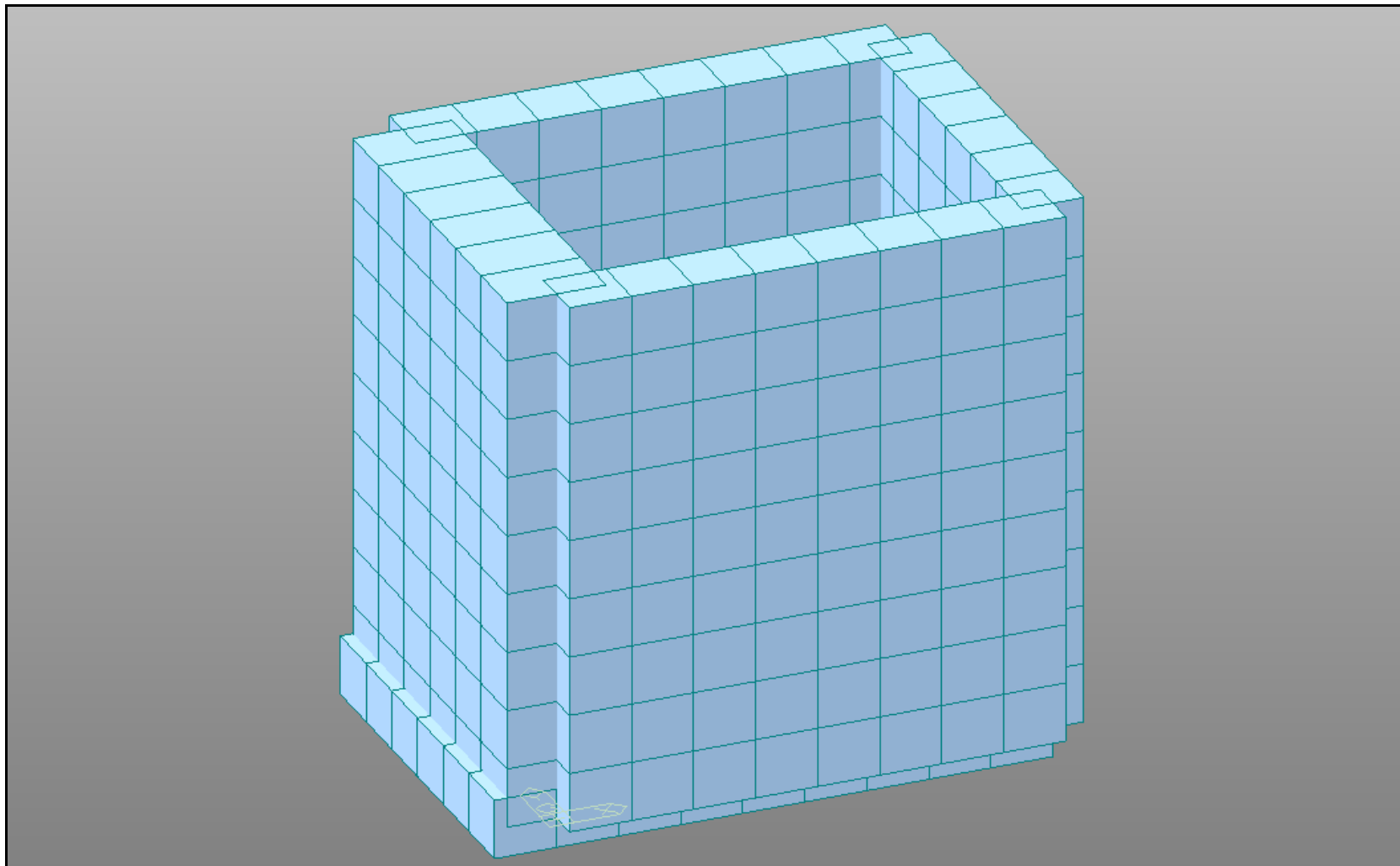


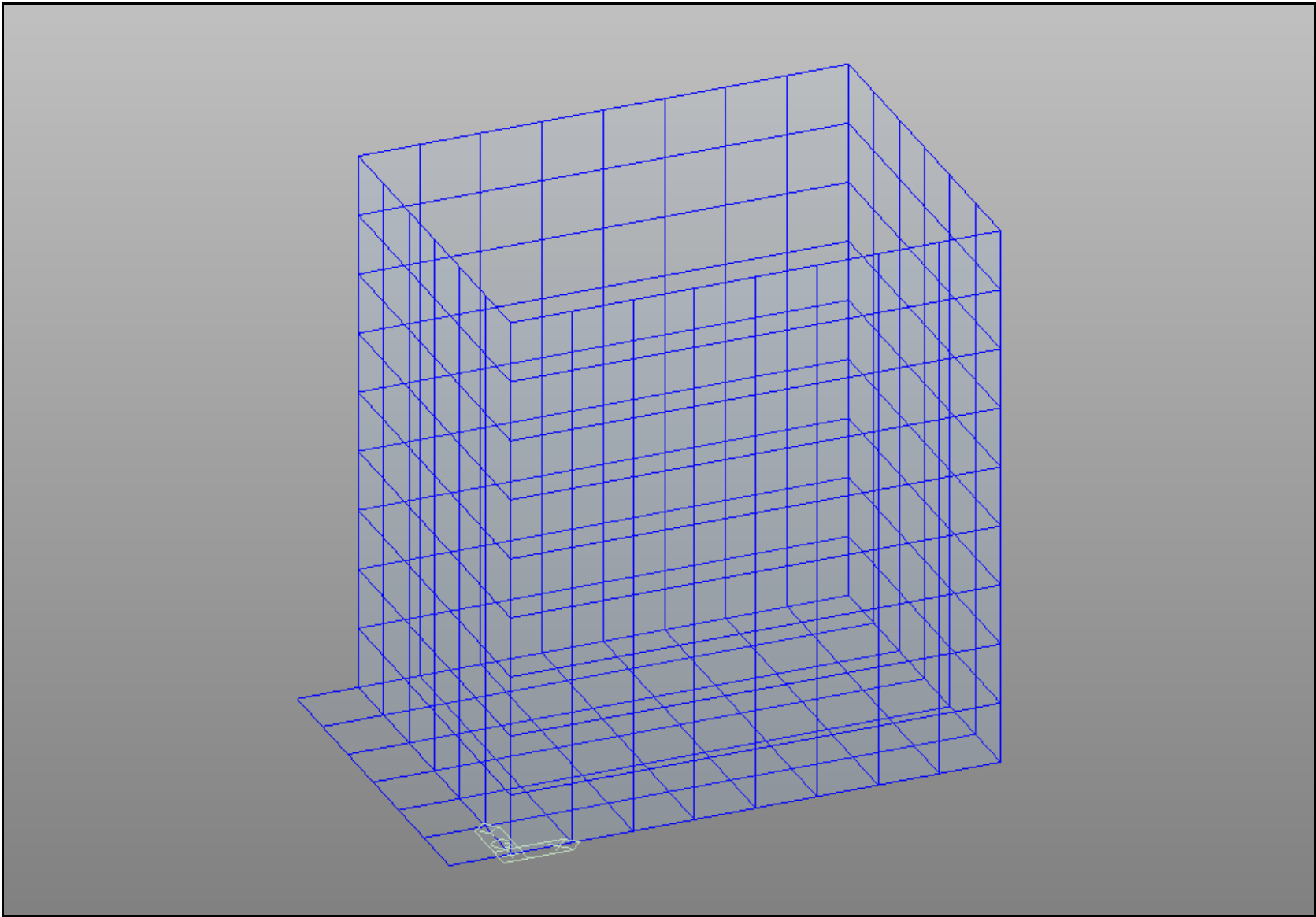
DEFORMAZIONI A SLV – COMBINAZIONE SISMICA



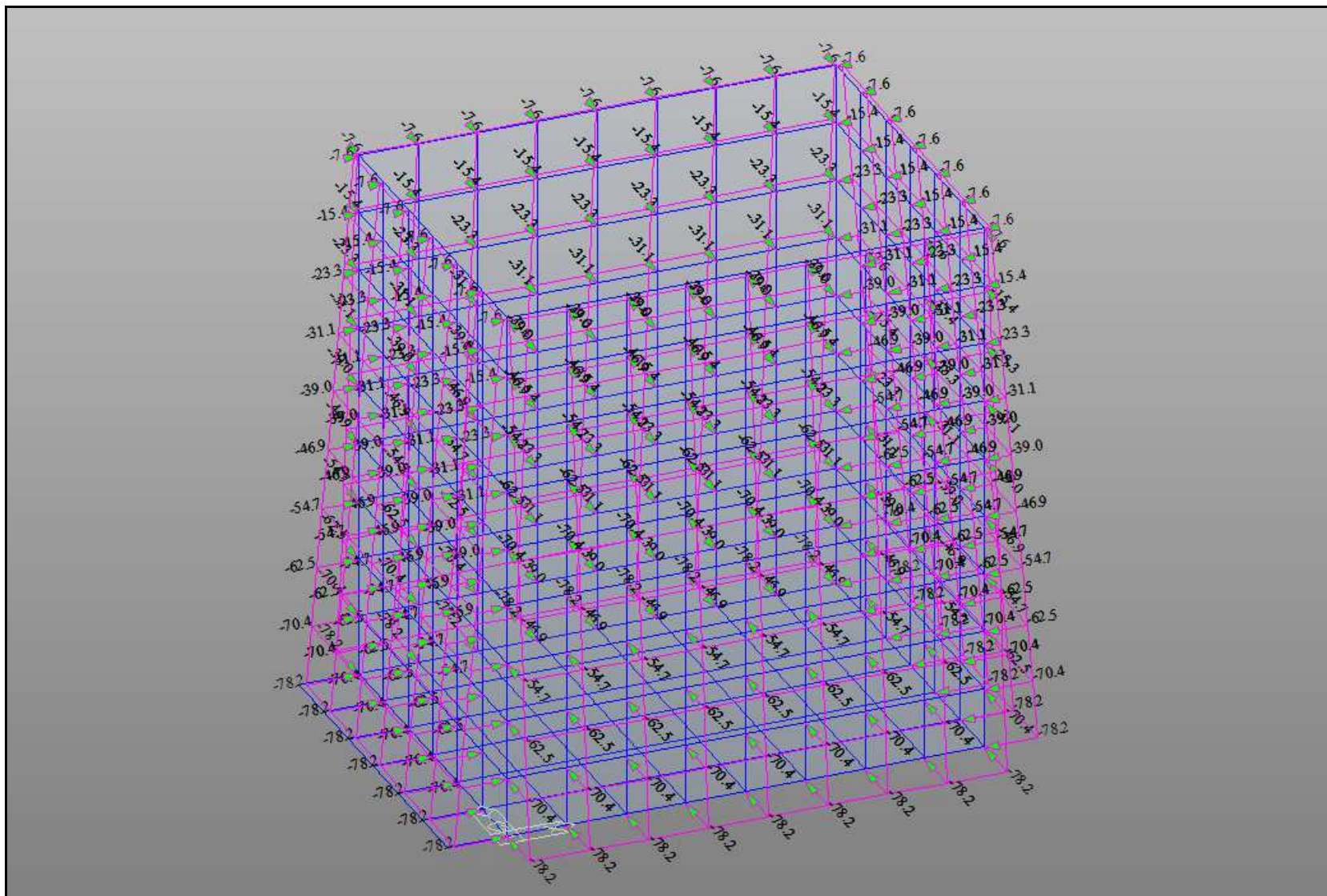
POZZETTI DI PARTENZA / SPINTA – H_{MAX} PARETI \cong 4,20 m

MODELLO DI CALCOLO

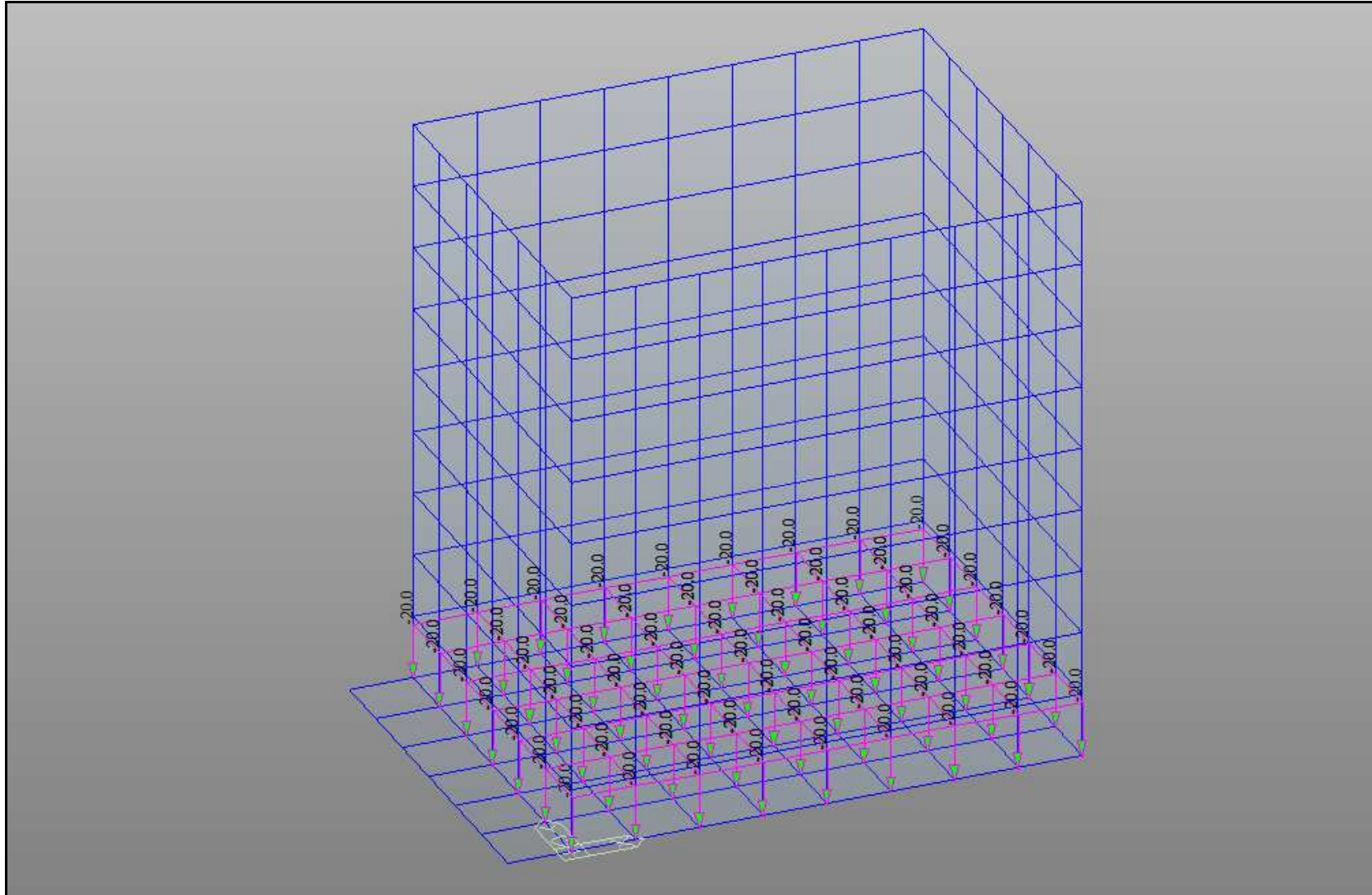




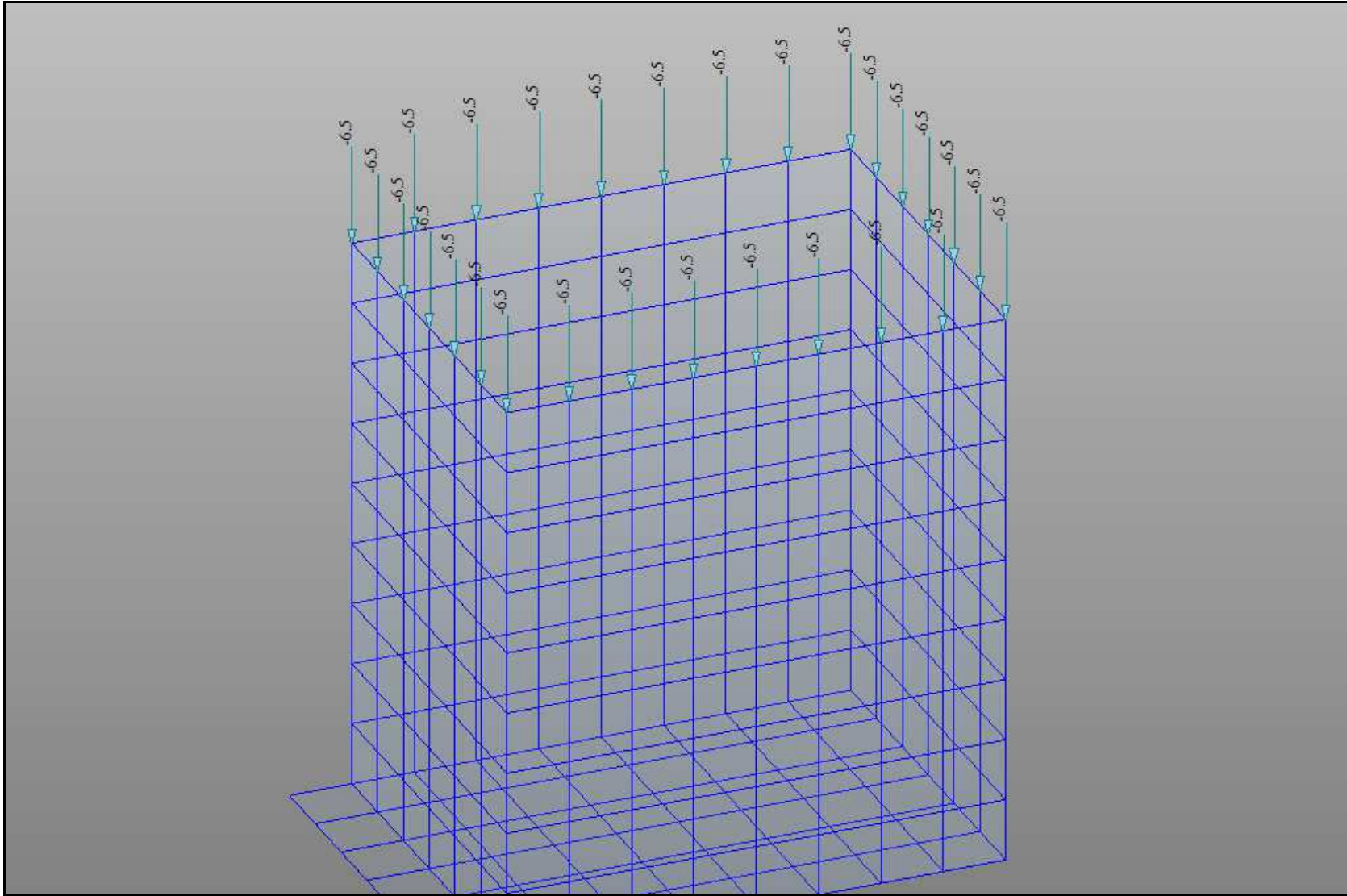
AZIONE TERRENO



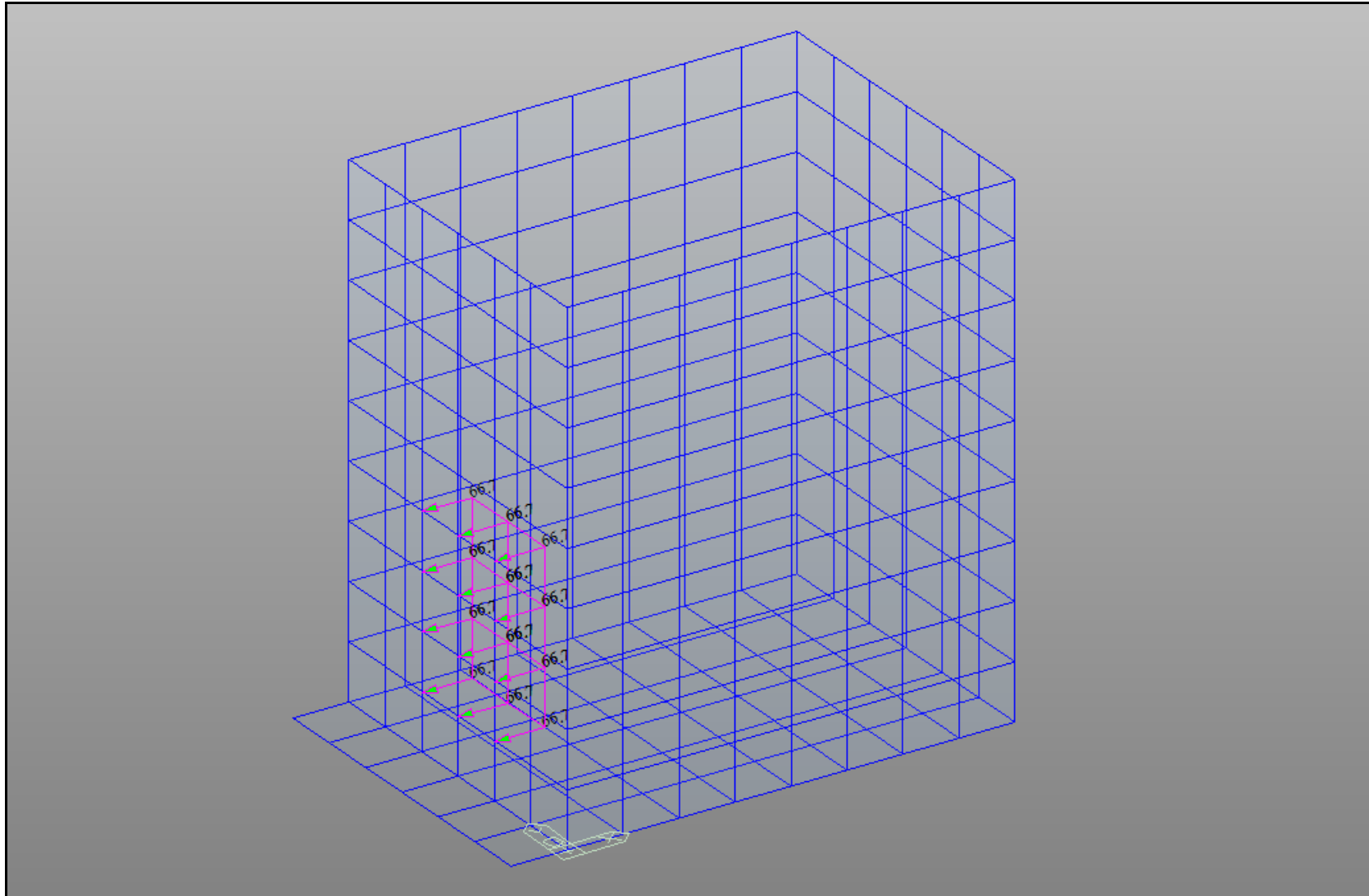
SOVRACCARICO VARIABILE IN FONDAZIONE



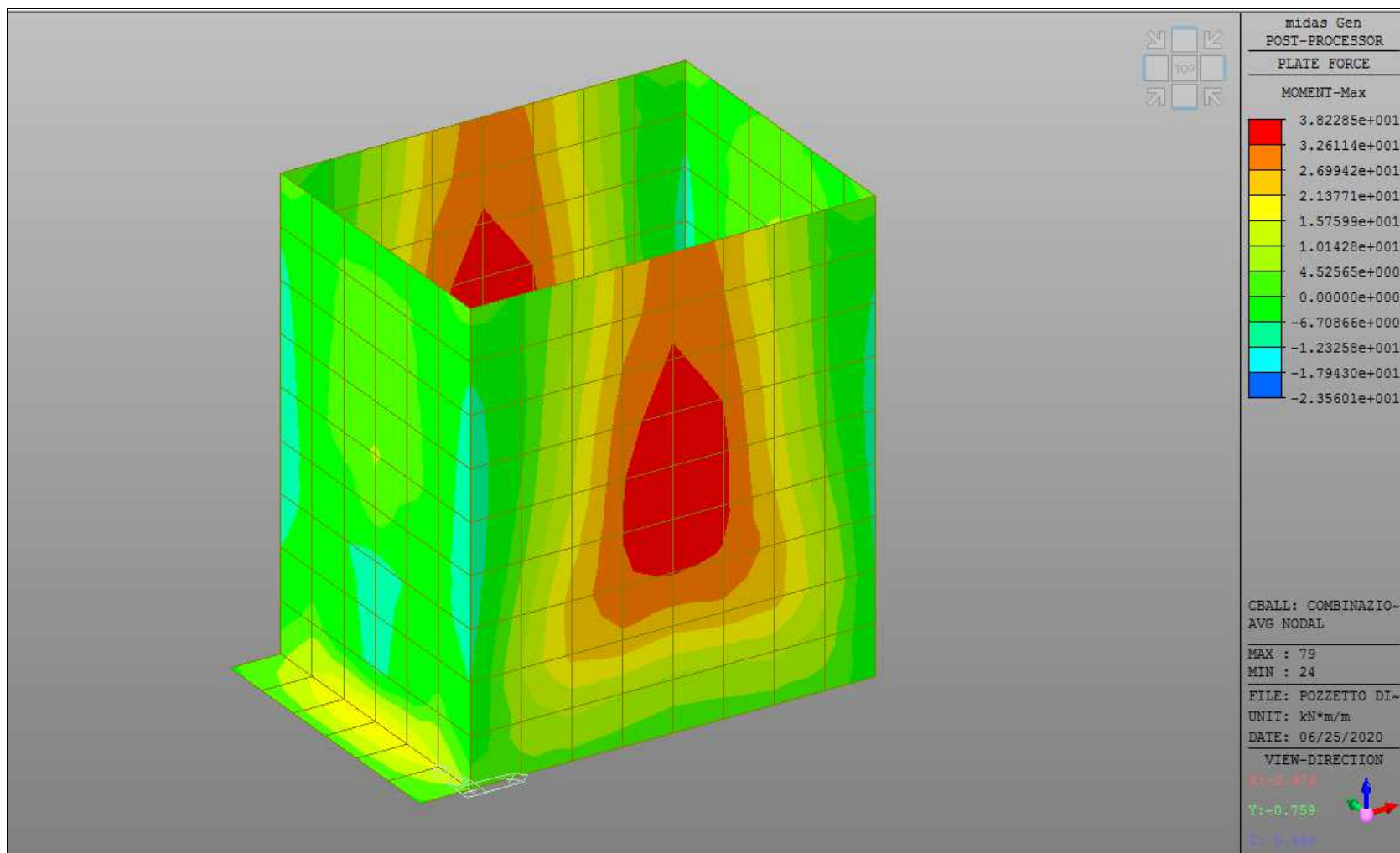
SOVRACCARICO VARIABILE SOLETTA DI COPERTURA

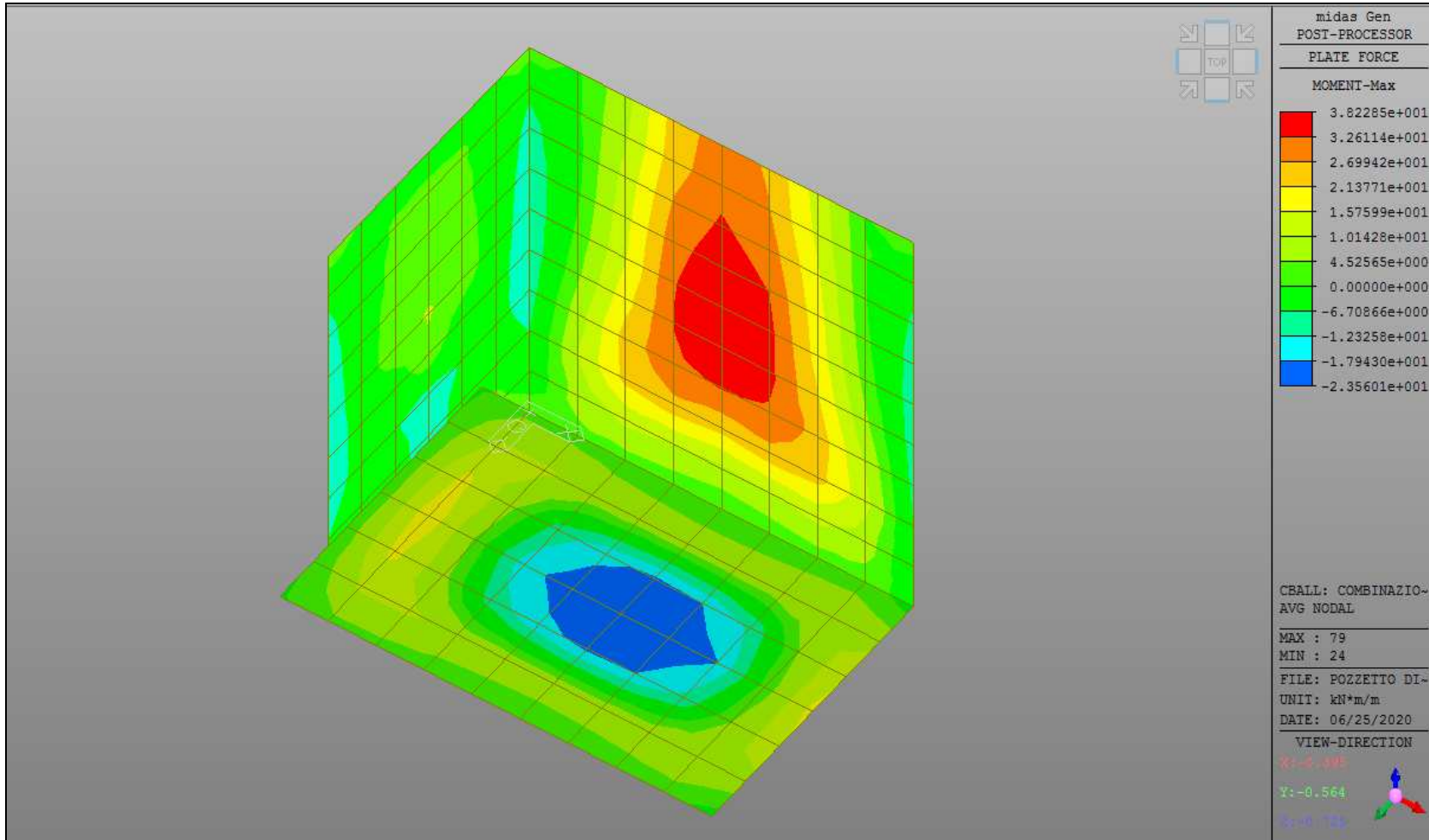


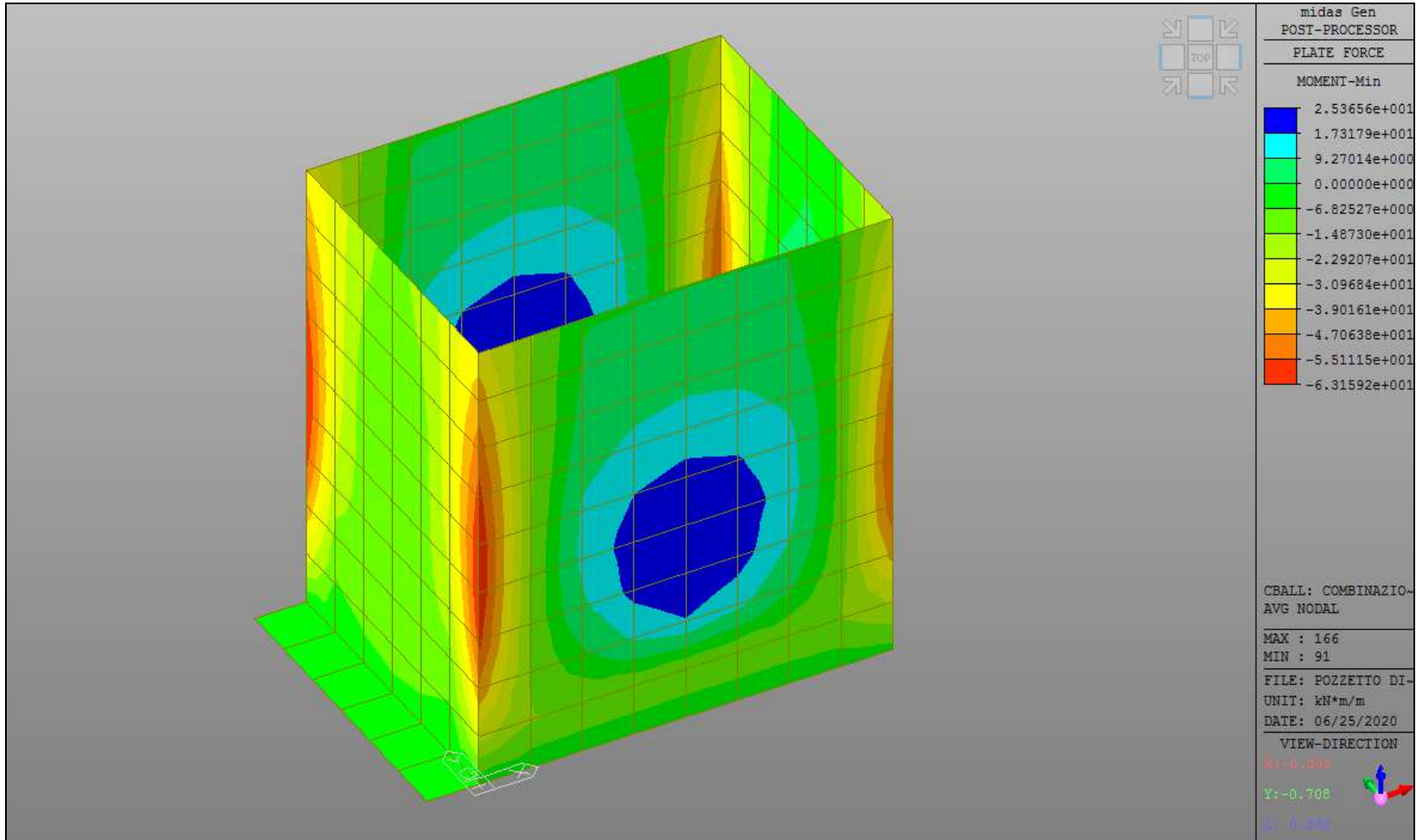
SPINTA PRESSO-TRIVELLA

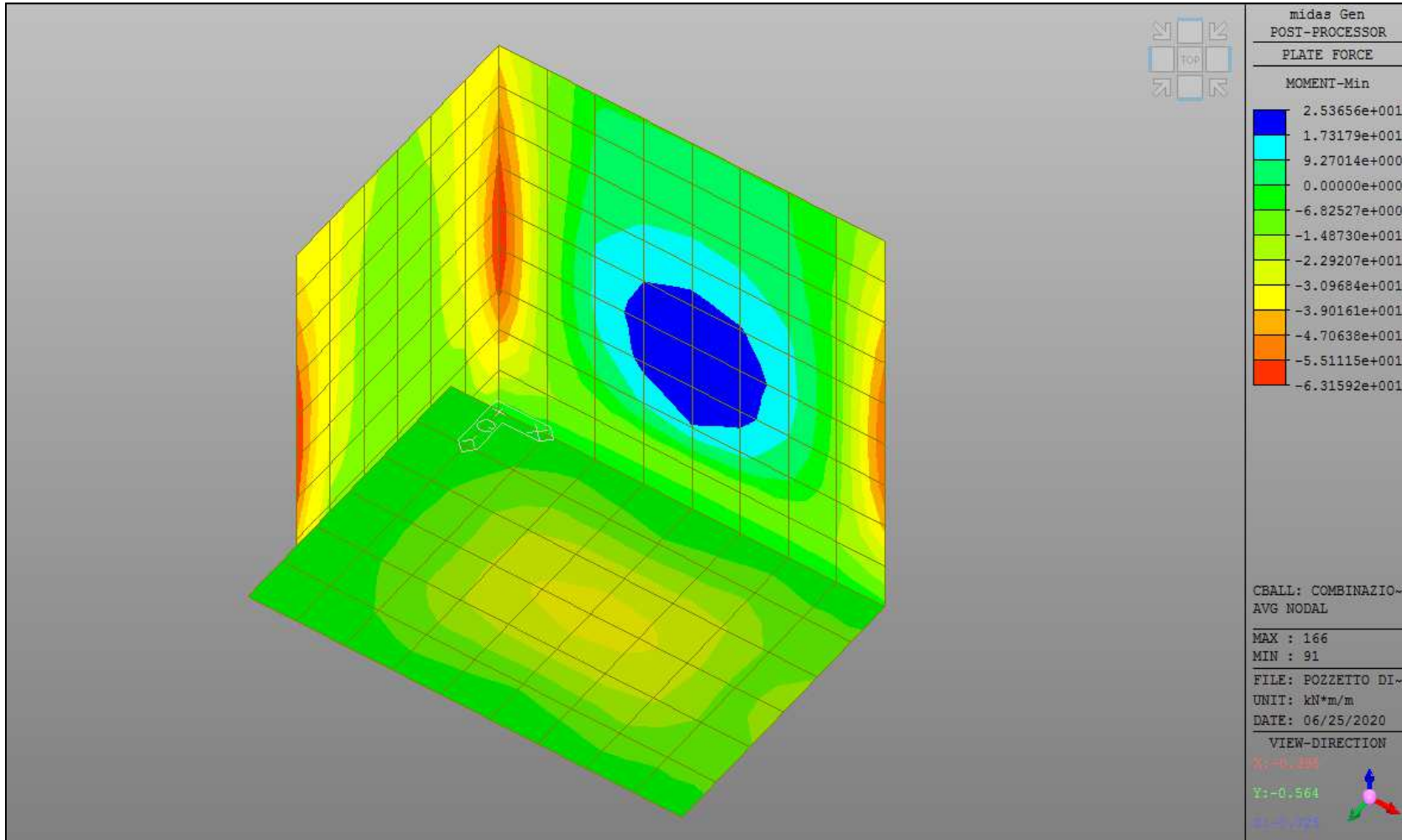


SOLLECITAZIONE DI MOMENTO FLETTENTE A SLU – COMBINAZIONE FONDAMENTALE

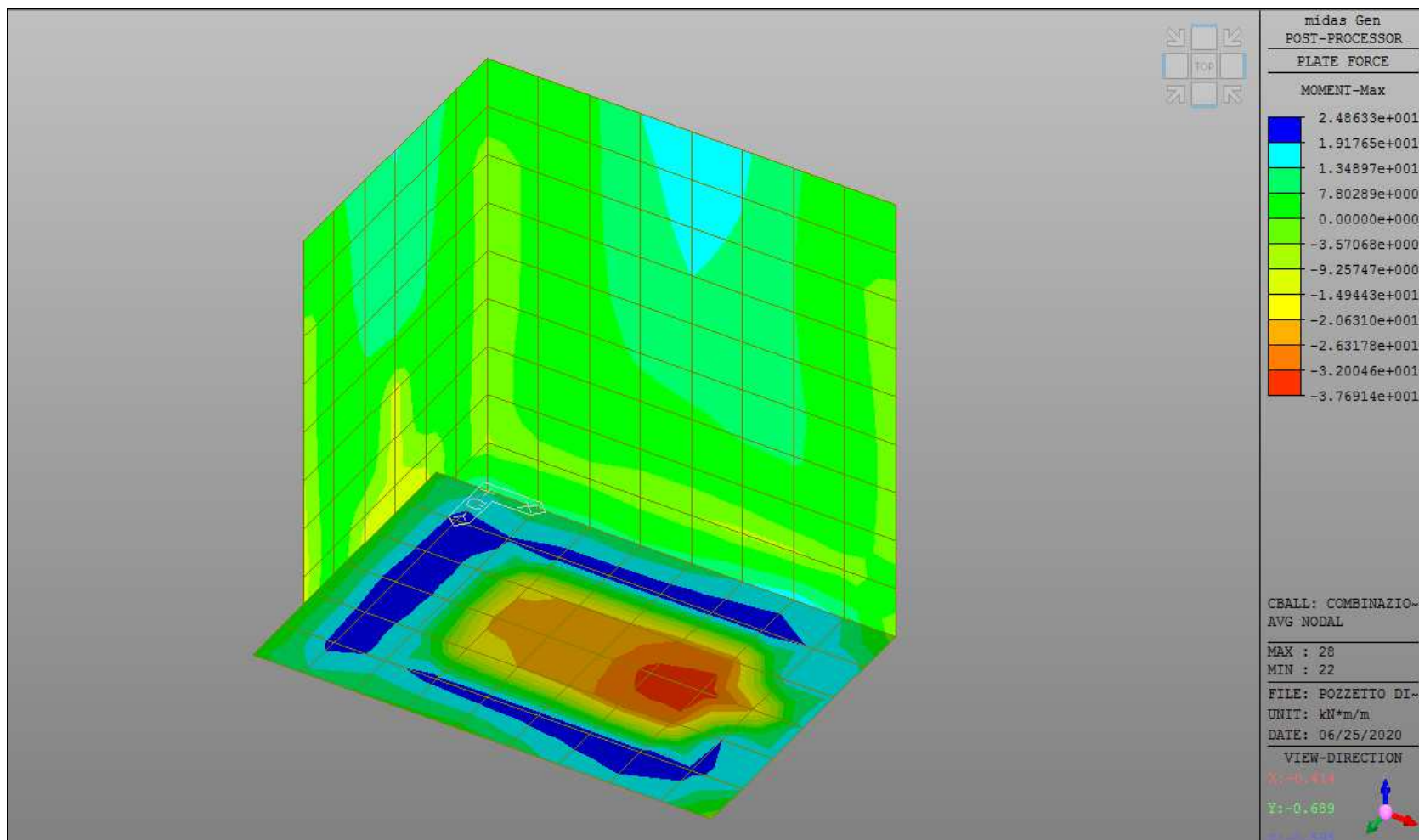


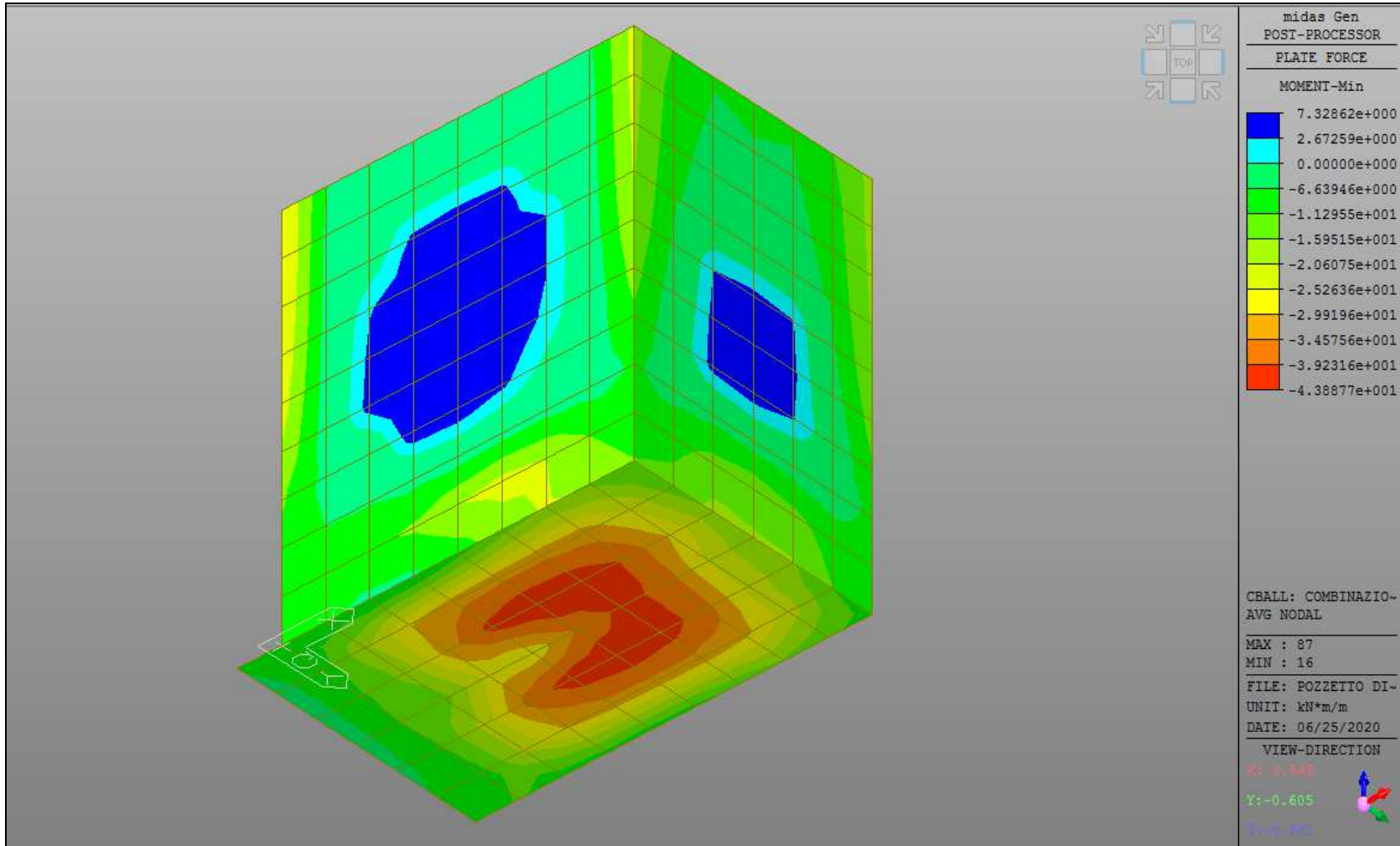




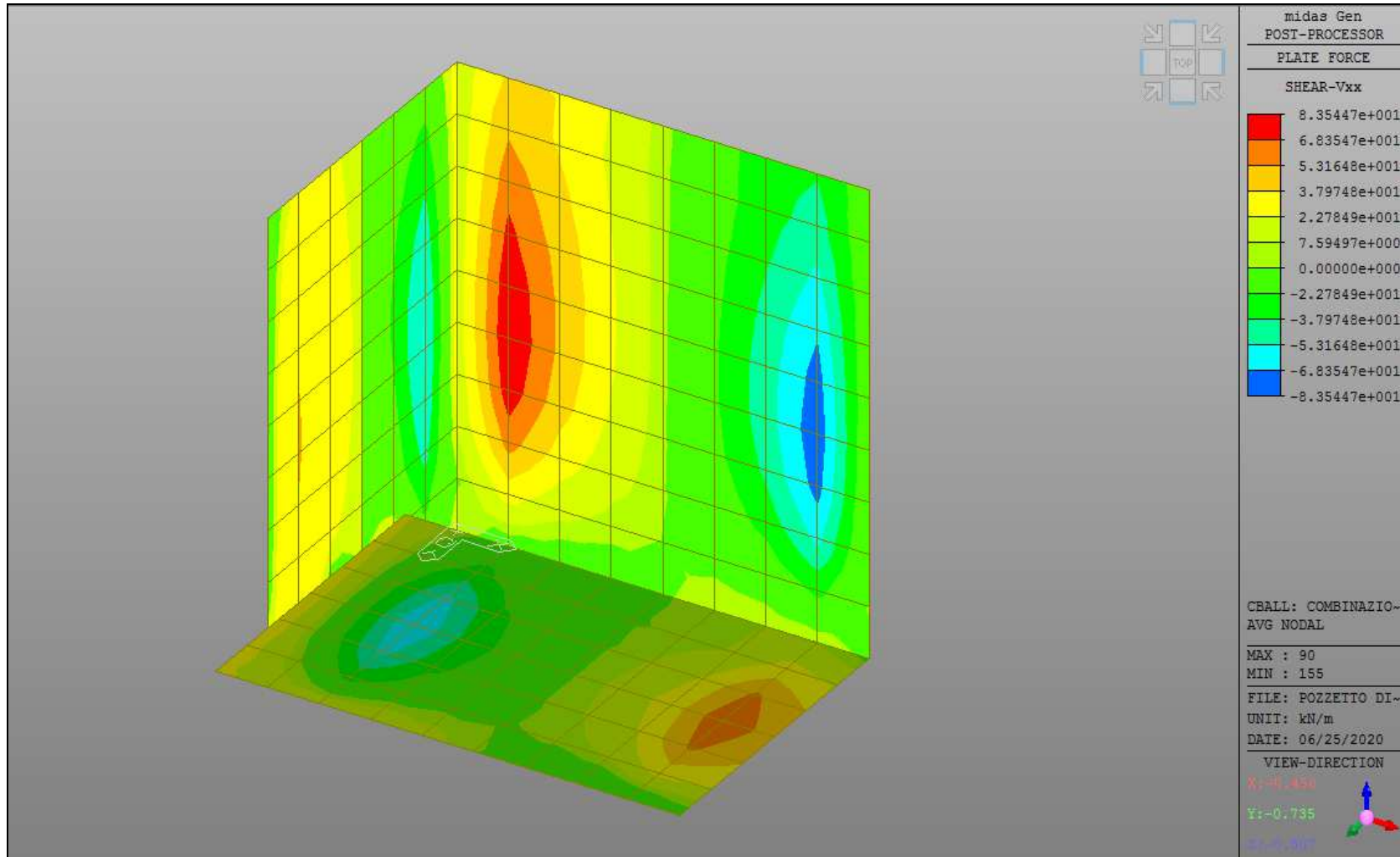


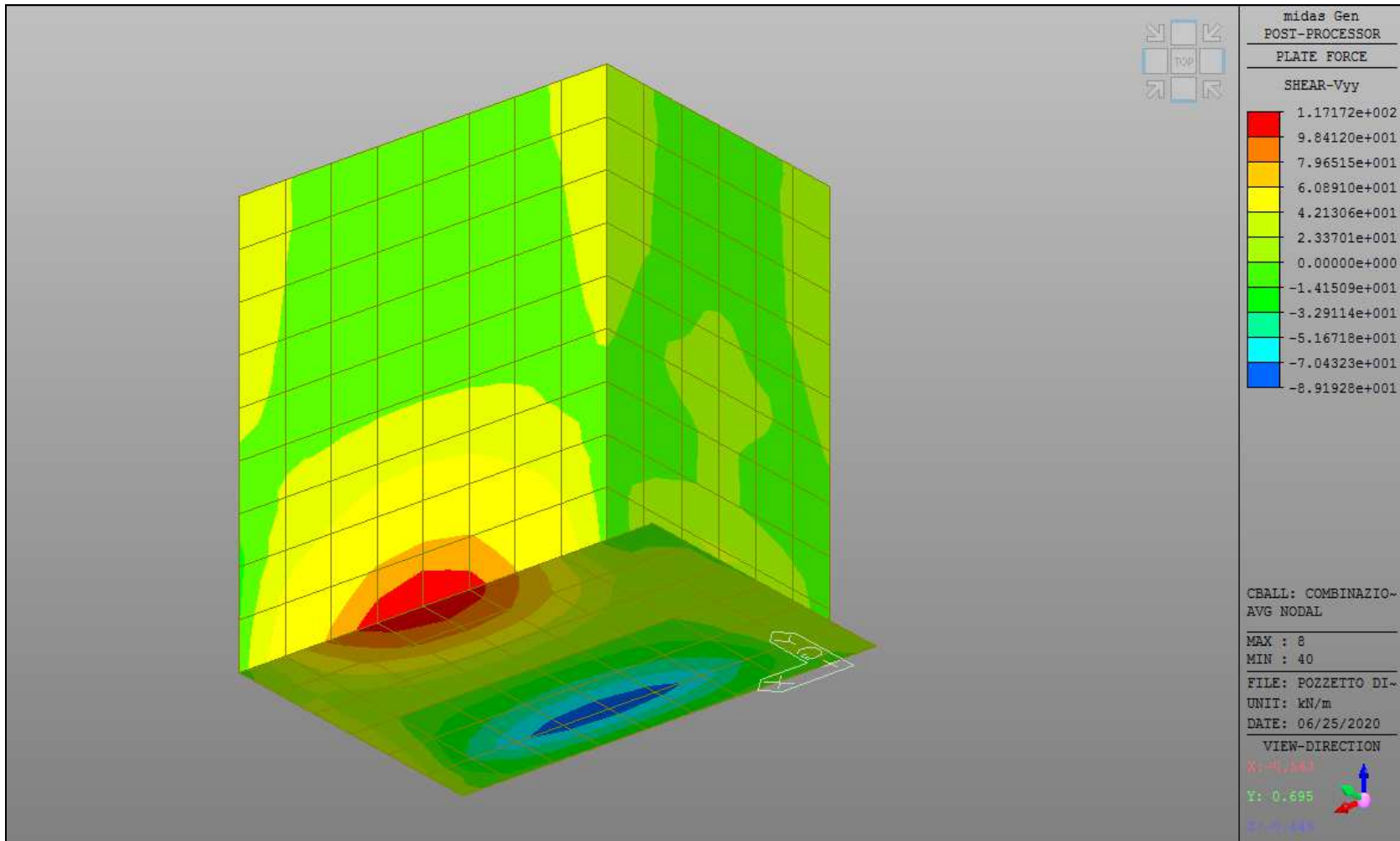
SOLLECITAZIONE DI MOMENTO FLETTENTE A SLV – COMBINAZIONE SISMICA



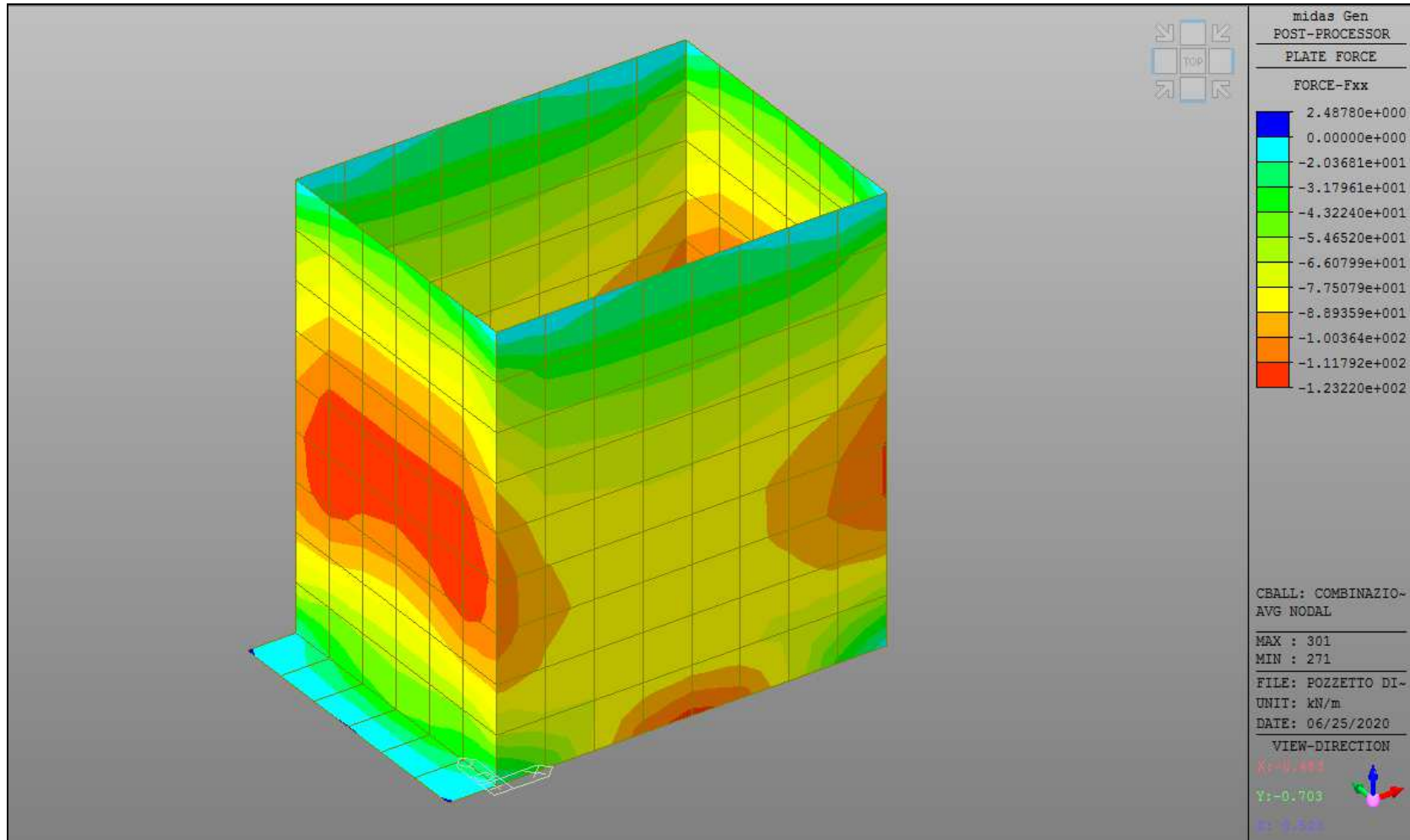


SOLLECITAZIONE DI TAGLIO A SLU – COMBINAZIONE FONDAMENTALE

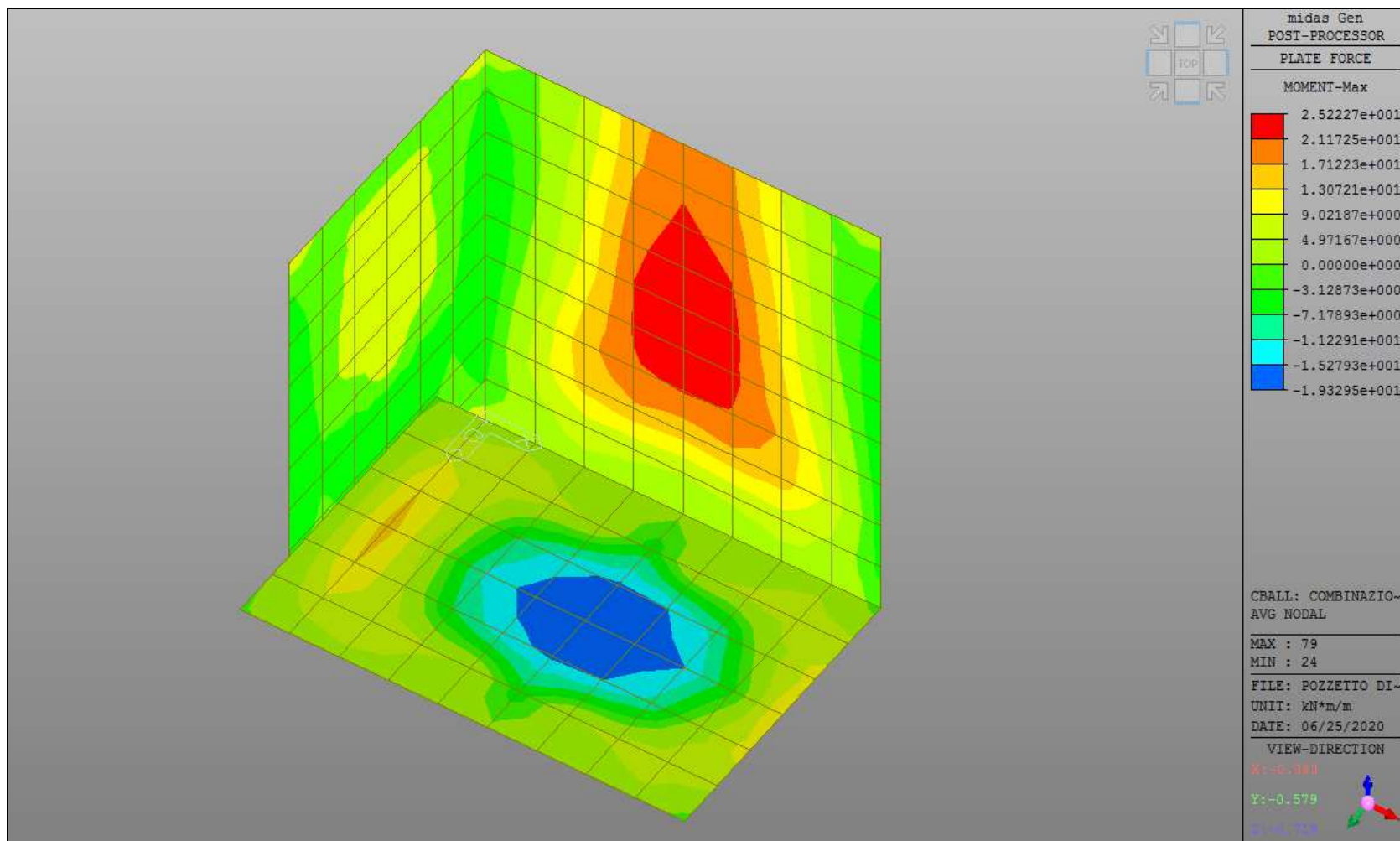


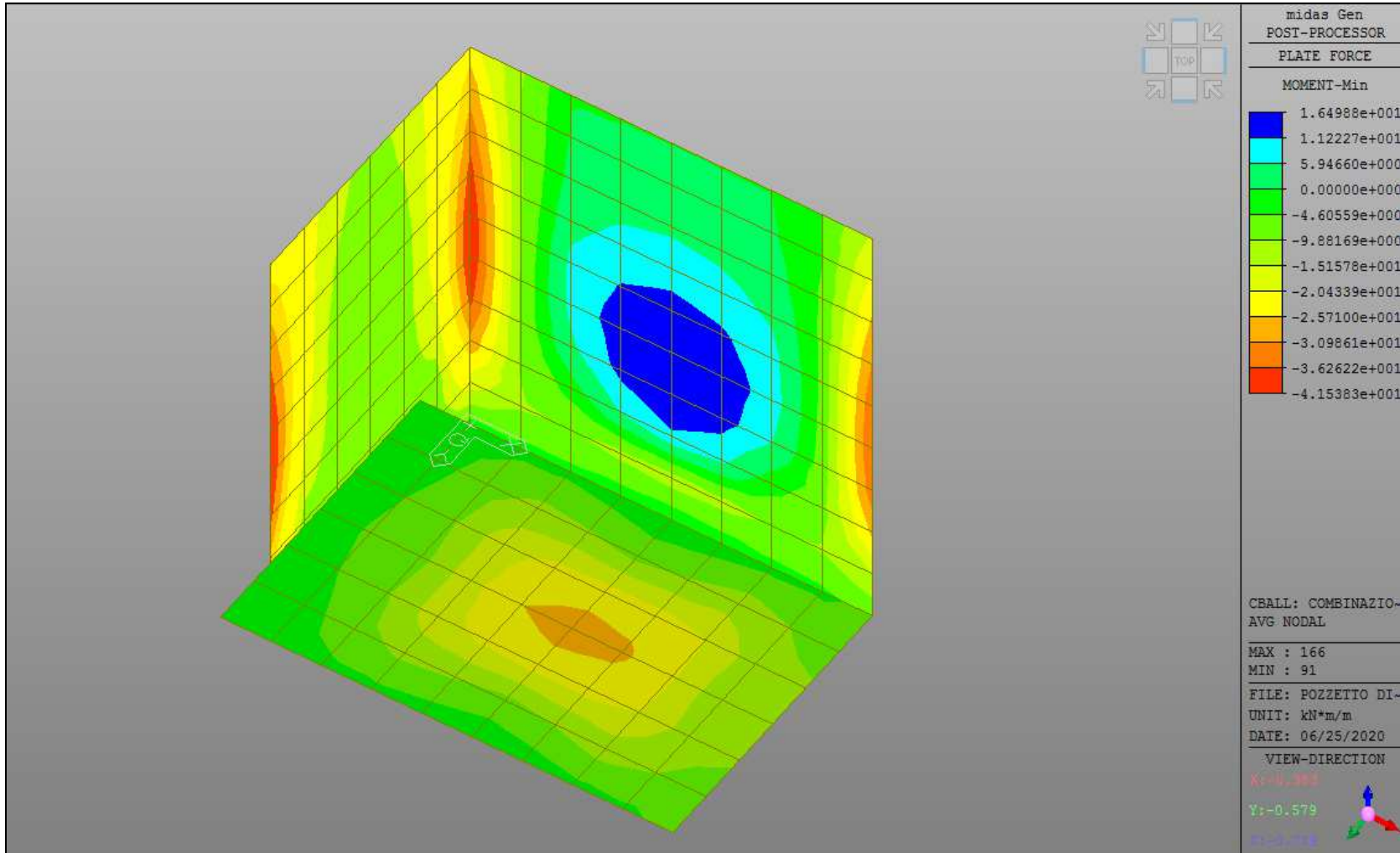


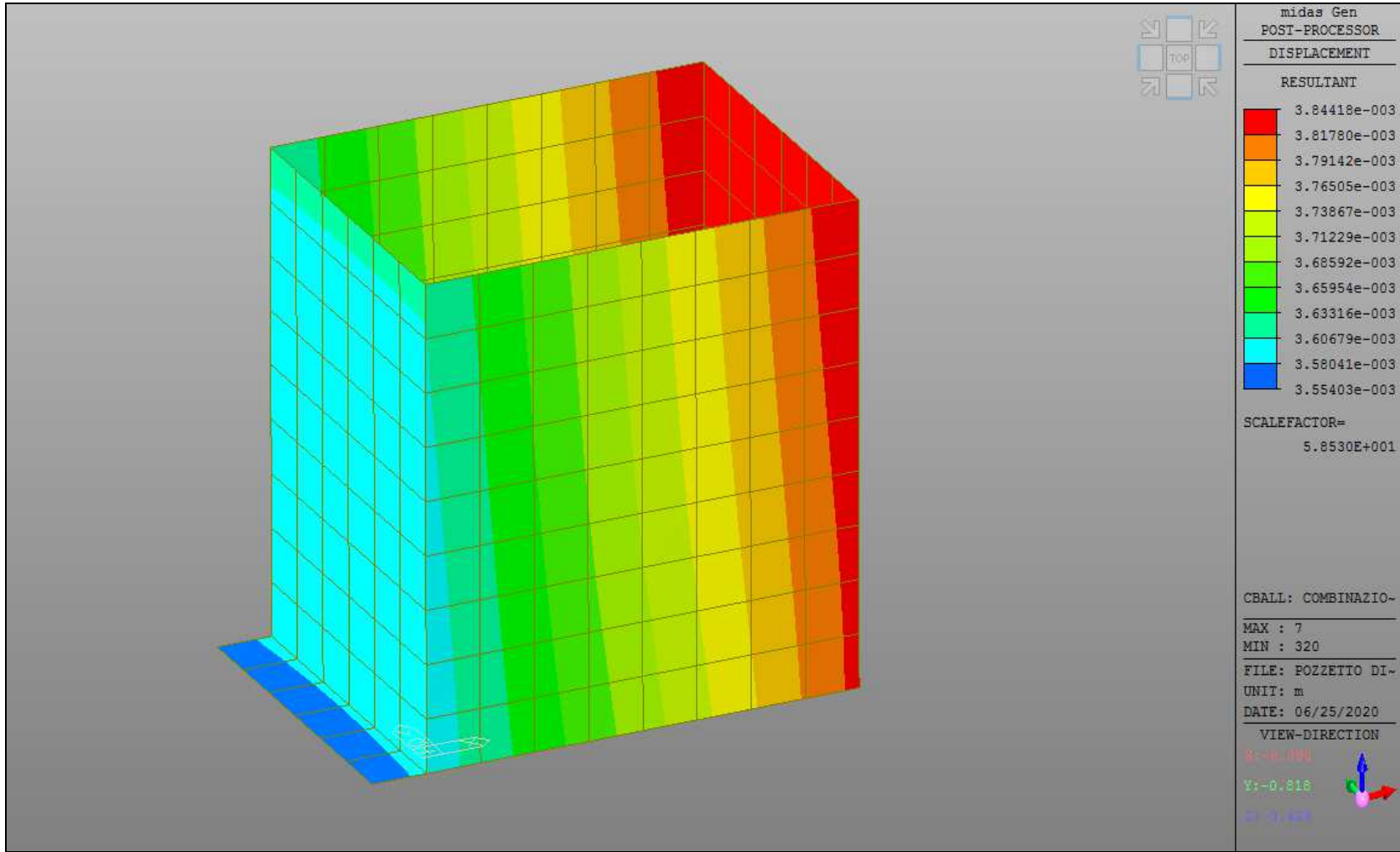
SOLLECITAZIONE DI SFORZO NORMALE A SLU – COMBINAZIONE FONDAMENTALE

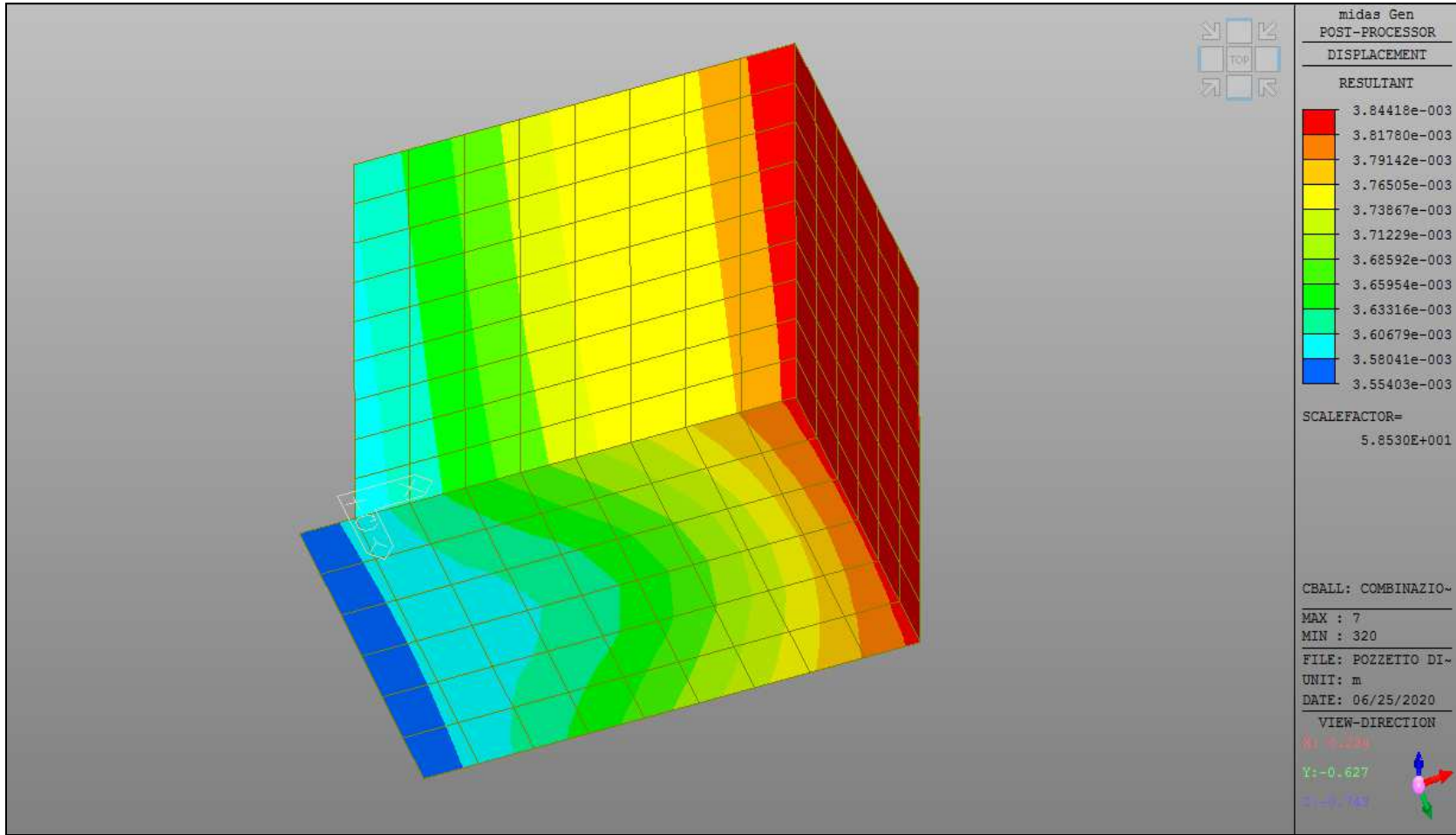


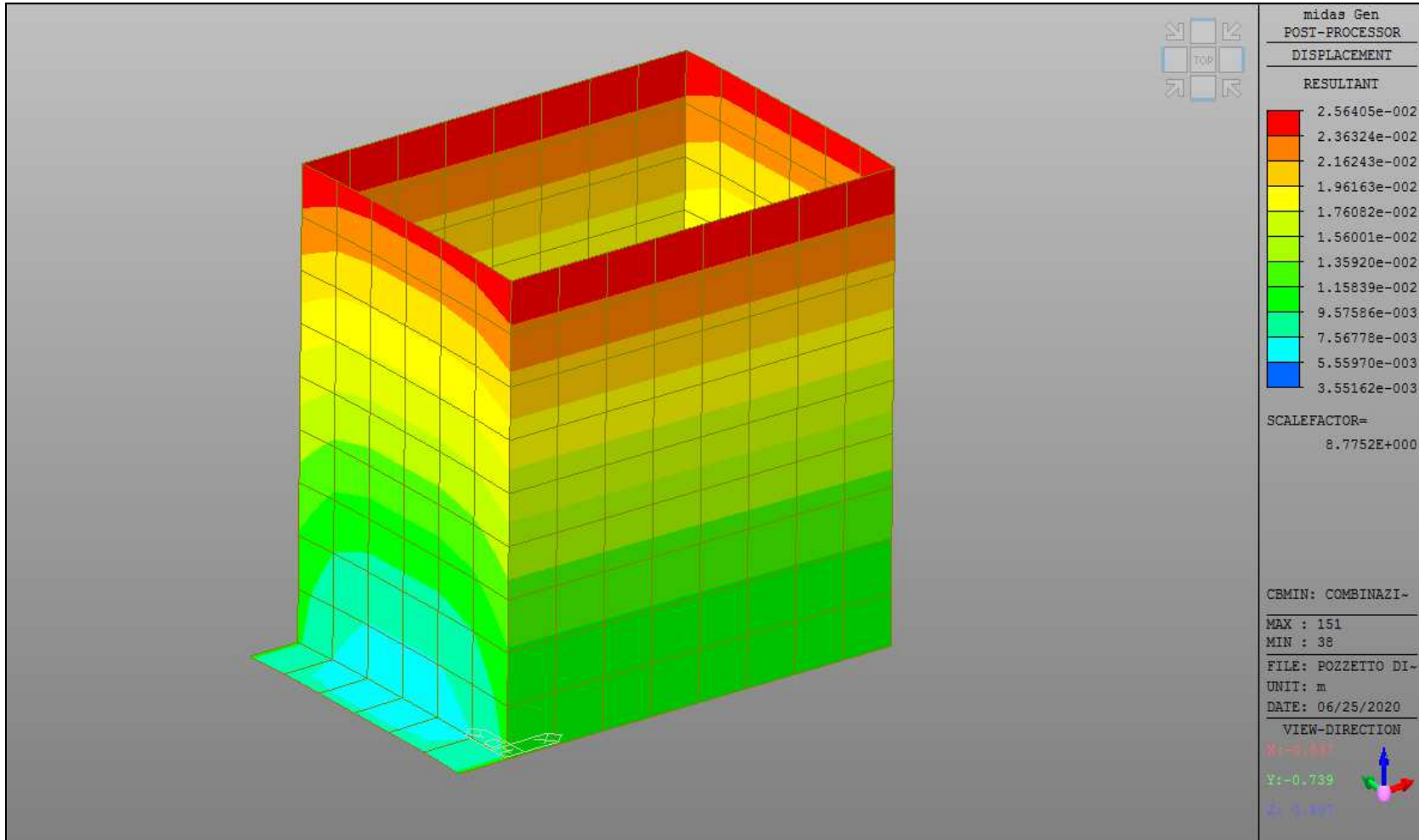
SOLLECITAZIONE DI MOMENTO FLETTENTE A SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA











9.4.2 Verifiche strutturali fondazioni e pareti

Vengono nel seguito sviluppate le verifiche strutturali a SLU / SLV (involuppo combinazioni fondamentale e sismica a SLV) e a SLE, ai sensi delle N.T.C.-2018, relativamente alle sezioni maggiormente sollecitate della platea di fondazione e delle pareti in elevazione, per ciascuna tipologia di pozzetti di attraversamento progettualmente previsti.

Per maggiori dettagli circa le armature progettualmente previste si rimanda alla *tavola grafica n. 26*.

POZZETTI DI ARRIVO – H_{MAX} PARETI ≅ 7,90 m

PLATEA DI FONDAZIONE

DATI

Altezza sezione	h	0.50	m
Larghezza sezione	b	1.00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c _{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i _{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.46	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	ε _c =ε _{cu}	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per ε _c =3,5‰)	β ₁	0.810	/
Coefficiente di posizione (per ε _c =3,5‰)	β ₂	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M _{sd}	79.0	kNm
Taglio agente	V _{sd}	155.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	M _{sd,QP}	33.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	M _{sd,rara}	35.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	30.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	25.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	33.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	26230	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.2	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14167	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.08	N/mm ²
	$f_{ctk,0,05}$	1.80	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1196983	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	12859.2	kN
Profondità dell'asse neutro	x	1.135	m
Momento resistente	M_{Rd}	79.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	$\xi=x/d$	2.467	/
Area minima da normativa	A_{min}	690	mm ²
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	32877	mm ²
Area di calcolo	A_{max}	32877	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	\varnothing_1	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	\varnothing_1	0	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	\varnothing_2	16	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	\varnothing_2	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm ²
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	38	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ϵ_c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ϵ_s	0.0388	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ϵ'_s	0.0001803	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14.2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	38	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-431130	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	393076	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	38054	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.083	/
Momento resistente	M_{Rd}	175.8	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	79.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0.0	radianti
Diametro ferri	Φ	16	mm
Area del ferro	A	200.96	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	30	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1206	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1627	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1011	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-615	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	155.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	16	mm
Area del ferro	A	200.96	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	4	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1.33333333	/
Passo armatura al taglio	s	75	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1205.76	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	30	cm
Diametro armatura	Φ	16	mm
Area armatura	A	201	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	500	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	460	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	500000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	33000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	35000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	333	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2.01	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10446	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n_{eff}	20.10	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11.25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15.00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	70	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	1139632246	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	2.03	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	75	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	6	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	2.15	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	80	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	6	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	108	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	3012940956	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	1.18	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	78	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	1.25	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	82	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	75	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	100	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.010	/
Carichi di breve durata	1	k_t	0.6
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00022	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	239	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0.088	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO		$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO

PARETI

DATI

Altezza sezione	h	0.40	m
Larghezza sezione	b	1.00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.36	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	102.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	147.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	32.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	67.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	30.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	25.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	33.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	26230	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.2	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14167	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.08	N/mm ²
	$f_{ctk,0,05}$	1.80	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1196983	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	9908.4	kN
Profondità dell'asse neutro	x	0.874	m
Momento resistente	M_{Rd}	102.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	$\xi=x/d$	2.429	/
Area minima da normativa	A_{min}	540	mm ²
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	25346	mm ²
Area di calcolo	A_{max}	25346	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	\varnothing_1	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	\varnothing_1	0	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	\varnothing_2	16	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	\varnothing_2	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm ²
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	38	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ϵ_c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ϵ_s	0.0296	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ϵ'_s	0.0001803	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14.2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	38	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-431130	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	393076	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	38054	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.106	/
Momento resistente	M_{Rd}	136.5	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	102.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0.0	radianti
Diametro ferri	Φ	16	mm
Area del ferro	A	200.96	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	30	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	1206	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	1273	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	791	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	-482	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	147.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	16	mm
Area del ferro	A	200.96	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	4	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	1.33333333	/
Passo armatura al taglio	s	75	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	1205.76	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	30	cm
Diametro armatura	Φ	16	mm
Area armatura	A	201	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	400	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	360	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	400000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	32000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	67000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	2800	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	286	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2.05	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10315	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n_{eff}	20.36	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11.25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15.00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	61	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	677798029	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	2.90	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	94	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	7	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	6.06	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	197	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	14	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	94	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	1781739882	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	1.68	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	97	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	3.53	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	204	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	94	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	100	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.010	/
Carichi di breve durata	1	k_t	0.6
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00027	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	239	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0.109	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO		$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO

POZZETTI DI PARTENZA / SPINTA – H_{MAX} PARETI ≅ 4,20 m

PLATEA DI FONDAZIONE

DATI

Altezza sezione	h	0.50	m
Larghezza sezione	b	1.00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	50	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.05	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.45	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	44.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	117.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	20.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	28.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	30.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	25.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	33.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	26230	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.2	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14167	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.08	N/mm ²
	$f_{ctk,0.05}$	1.80	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1196983	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	12651.4	kN
Profondità dell'asse neutro	x	1.116	m
Momento resistente	M_{Rd}	44.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	$\xi=x/d$	2.481	/
Area minima da normativa	A_{min}	675	mm ²
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	32341	mm ²
Area di calcolo	A_{max}	32341	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	\varnothing_1	16	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	\varnothing_1	0	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	\varnothing_2	16	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	\varnothing_2	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm ²
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	44	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ϵ_c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ϵ_s	0.0324	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ϵ'_s	0.0004916	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14.2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	103	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-496871	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	393076	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	103795	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.097	/
Momento resistente	M_{Rd}	173.4	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	44.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0.0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	30	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	678	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	895	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	989	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	94	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	117.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	678.24	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	30	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	500	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	450	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	50	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	500000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	20000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	28000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	333	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2.01	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10446	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n_{eff}	20.10	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	1005	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	1005	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11.25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15.00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	70	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	1085133223	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	1.29	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	47	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	2	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	1.80	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	65	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	3	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	108	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	2848472894	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	0.76	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	48	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	1.06	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	68	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	47	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	125	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.008	/
Carichi di breve durata	1	k_t	0.6
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00013	/
Ricoprimento dell'armatura	c	50	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	16	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	299	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0.068	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO		$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO

PARETI

DATI

Altezza sezione	h	0.50	m
Larghezza sezione	b	1.00	m
Classe di esposizione ambientale		XC2	/
Copriferro minimo	c_{min}	40	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	0.04	m
Interasse minimo tra le armature	i_{min}	40	mm
Altezza utile	d	0.46	m
Deformazione della sezione di calcestruzzo compresso (Ipotesi di mantenimento delle sezioni piane e aderenza a rottura continua)	$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	-0.0035	/
Coefficiente di riempimento (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_1	0.810	/
Coefficiente di posizione (per $\epsilon_c = 3,5\%$)	β_2	0.416	/
Momento sollecitante SLU	M_{sd}	63.0	kNm
Taglio agente	V_{sd}	117.0	kN
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	20.0	kNm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	42.0	kNm

MATERIALI

Conglomerato cementizio a prestazione garantita conforme alla EN 206-1 e alla UNI EN 11104			
Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 giorni	R_{ck}	30.0	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni	f_{ck}	25.0	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm}	33.0	N/mm ²
Modulo elastico	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico di calcolo	E_{cd}	26230	N/mm ²
Coeff. di Poisson calcestruzzo non fessurato	ν	0.2	
Coeff. di Poisson calcestruzzo fessurato	ν	0	
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.2	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14167	kN/m ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.08	N/mm ²
	$f_{ctk,0,05}$	1.80	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.20	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1196983	N/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25.0	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25000000	N/m ²
Acciaio B450C conforme alla UNI EN ISO 9001:2000 e UNI EN ISO 15630-1:			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540000	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450000	kN/m ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
<u>Situazione di progetto persistente</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391000	kN/m ²
<u>Situazione di progetto eccezionale e sismica</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450	N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	450000	kN/m ²

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

Risultante delle forze di compressione	C	12894.9	kN
Profondità dell'asse neutro	x	1.138	m
Momento resistente	M_{Rd}	63.0	kN
Profondità dell'asse neutro (il valore deve essere < 0,45 per avere rottura duttile nell'acciaio)	$\xi=x/d$	2.473	/
Area minima da normativa	A_{min}	690	mm ²
Area minima richiesta	$A_{s,req}$	32968	mm ²
Area di calcolo	A_{max}	32968	mm ²
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 1	\varnothing_1	12	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona tesa - strato 2	\varnothing_1	0	mm
n° di ferri disposti in zona tesa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	565	mm ²
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 1	\varnothing_2	12	mm
n° di ferri disposti zona in compressa - strato 1	n_1	5	/
Diametro ferri disposti in zona compressa - strato 2	\varnothing_2	0	mm
n° di ferri disposti in zona compressa - strato 2	n_1	0	/
Area delle armature in zona compressa	A'_s	565	mm ²
Scarto	$(M_{Rd} - M_{sd})^2$	0	/
VERIFICA A FLESSIONE			
Area delle armature in zona tesa	A_s	565	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	565	mm ²
Profondità dell'asse neutro	x	31	mm
Deformazione calcestruzzo (zona compressa)	ϵ_c	-0.0035	/
Deformazione acciaio disposto in zona tesa	ϵ_s	0.0490	/
Deformazione acciaio disposto in zona compressa	ϵ'_s	0.001065	/
Tensione agente nella zona compressa di calcestruzzo	σ_c	14.2	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura tesa	σ_s	391	N/mm ²
Tensione agente sull'armatura compressa	σ'_s	224	N/mm ²
Risultante di compressione nel calcestruzzo	C	-347574	N
Risultante di trazione sull'armatura tesa	S	221105	N
Risultante di compressione sull'armatura compressa	S'	126468	N
Bilancio	C+S+S'	0	N
Profondità asse neutro	x/d	0.067	/
Momento resistente	M_{Rd}	102.5	kNm
Momento sollecitante	M_{sd}	63.0	kNm
VERIFICA A FLESSIONE	$M_{Rd} > M_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA DUTTILITA'	x/d < 0.45	VERIFICATO	

VERIFICA AL TAGLIO CON ARMATURA SPECIFICA

Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
	$\text{Cotg}\alpha$	0.0	radianti
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Passo armatura al taglio	s	30	cm
Il valore di $\text{Cotg}\theta$ deve essere compreso tra: $1 \leq \text{Cotg}\theta \leq 2,5$ ($21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)	$\text{Cotg}\theta$	2.5	radianti
Area armatura a taglio al metro lineare	A_{sw}	678	mm ²
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale	V_{Rsd}	915	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" riferita al calcestruzzo d'anima	V_{Rcd}	1011	kN
Scarto	$V_{Rcd} - V_{Rsd}$	96	kN
Taglio sollecitante	V_{sd}	117.0	kN
VERIFICA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO D'ANIMA	$V_{Rcd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
VERIFICA A TRAZIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI	$V_{Rsd} \geq V_{sd}$	VERIFICATO	
ARMATURA MINIMA DA NORMATIVA (EC2 Prosp. 5.5)			
Percentuale di armatura minima secondo Eurocodice	ρ_w	0.0013	/
Inclinazione staffe	α	90	gradi
Inclinazione staffe	α	1.57	radianti
Armatura minima (riferita ad un metro quadro di piastra)	A_{sw}/s	1300	mm ² /m
Diametro ferri	Φ	12	mm
Area del ferro	A	113.04	mm ²
Numero bracci	n	2	/
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	6	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	2	/
Passo armatura al taglio	s	50	cm
ARMATURA ADOTTATA			
Area di armatura da disporre al metro lineare	A_{sw}/s	678.24	mm ² /m
Numero di ferri da disporre in un metro quadro di piastra	$n_{ferri,tot}$	9	/
Numero di ferri da disporre al metro lineare	n_{ferri}	3	/
Passo armatura al taglio	s	30	cm
Diametro armatura	Φ	12	mm
Area armatura	A	113	mm ²

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Altezza sezione	h	500	mm
Larghezza sezione	b	1000	mm
Altezza utile	d	460	mm
Distanza del baricentro delle armature longitudinali dalla superficie di calcestruzzo più vicina	d'	40	mm
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	500000	mm ²
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	31476	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
Momento sollecitante condizioni di carico quasi permanente SLE	$M_{sd,QP}$	20000000	Nmm
Momento sollecitante condizioni di carico rara SLE	$M_{sd,rara}$	42000000	Nmm
Perimetro sezione calcestruzzo esposta all'aria (NTC 2018 cap. 11.2.10.6)	u	3000	m
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{(t_0)}$	6.67	/
Dimensione fittizia (NTC 2018 par. 11.2.10.7)	h_0	333	mm
Coeff. di viscosità (NTC 2018 tab. 11.2.VI) per umidità relativa 75% e per $t_0 > 60$ giorni	$\varphi(\infty, t_0)$	2.01	/
Modulo elastico calcestruzzo effettivo	$E_{c,eff}$	10446	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione effettivo	n_{eff}	20.10	/
Area delle armature in zona tesa	A_s	565	mm ²
Area delle armature in zona compressa	A'_s	565	mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico quasi permanente (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,QP}$	11.25	N/mm ²
Massima tensione del calcestruzzo per condizione di carico rara (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.1)	$\sigma_{c,rara}$	15.00	N/mm ²
Massima tensione sull'acciaio di armatura (NTC 2018 par. 4.1.2.2.5.2)	σ_s	360	N/mm ²

Verifica al tempo t_0			
Posizione dell'asse neutro all'istante iniziale t_0	$x_{c(t_0)}$	54	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$S_{om,x(t_0)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante iniziale t_0	$I_{om,x(t_0)}$	674997744	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,QP(t_0)}$	1.61	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,QP(t_0)}$	80	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,QP(t_0)}$	3	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_0	$\sigma_{c,rara(t_0)}$	3.39	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_0	$\sigma_{s,rara(t_0)}$	168	N/mm ²
Tensione nell'armatura superiore (compressione) all'istante t_0	$\sigma'_{s,rara(t_0)}$	6	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,QP(t_0)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO COMPRESSO	$\sigma'_s \geq \sigma'_{s,rara(t_0)}$	VERIFICATO	
Verifica al tempo t_∞			
Posizione dell'asse neutro all'istante t_∞	$x_{c(t_\infty)}$	87	mm
Momento statico omogeneizzato all'istante t_∞	$S_{om,x(t_\infty)}$	0	mm ³
Momento d'inerzia omogeneizzato all'istante t_∞	$I_{om,x(t_\infty)}$	1825060989	mm ⁴
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,QP(t_\infty)}$	0.95	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,QP(t_\infty)}$	82	N/mm ²
Tensione di compressione nel calcestruzzo all'istante t_∞	$\sigma_{c,rara(t_\infty)}$	1.99	N/mm ²
Tensione nell'armatura inferiore (trazione) all'istante t_∞	$\sigma_{s,rara(t_\infty)}$	173	N/mm ²
<u>Condizione di carico quasi permanente</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,QP} \geq \sigma_{c,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,QP(t_\infty)}$	VERIFICATO	
<u>Condizione di carico rara</u>			
VERIFICA TENSIONE CALCESTRUZZO	$\sigma_{c,rara} \geq \sigma_{c,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	
VERIFICA TENSIONE SULL'ACCIAIO TESO	$\sigma_s \geq \sigma_{s,rara(t_\infty)}$	VERIFICATO	

VERIFICA A FESSURAZIONE			
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_{s,QP(t0)}$	80	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_{(t0)}$	6.67	/
Altezza efficace della sezione di calcestruzzo	$h_{c,ef}$	100	mm
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	mm ²
Rapporto aree	ρ_{eff}	0.006	/
Carichi di breve durata <input type="checkbox"/> 1	k_t	0.6	/
Deformazione unitaria media delle barre	$\epsilon_{sm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$	0.00023	/
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm
Spaziatura tra le armature	s	200	mm
Diametro ferri di armatura	ϕ	12	mm
Coeff. 1 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_1	0.8	/
Coeff. 2 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_2	0.5	/
Coeff. 3 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_3	3.4	/
Coeff. 4 (Circolare 21 gennaio 2019 cap.C4.1.2.2.4.5 e s.m.i.)	k_4	0.425	/
Distanza media tra le fessure	Δ_{smedia}	292	mm
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_k	0.114	mm
VERIFICA APERTURE FESSURE IN AMBIENTE ORDINARIO	$w_k \leq 0.3 \text{ mm}$	VERIFICATO	

Dai risultati di calcolo si evince come **tutte le verifiche strutturali possono ritenersi adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera in esercizio e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa per le condizioni di esercizio frequente e quasi permanente.**

Per quanto riguarda il dettaglio delle armature si rimanda ai pertinenti elaborati grafici di progetto.

9.4.3 Verifiche strutturali delle solette di copertura

Si riportano nel seguito i calcoli di dimensionamento e verifica strutturale delle solette amovibili del pozzetto caratterizzato da luce di calcolo maggiore e cautelativamente assunta pari a m 4,0 m. Le verifiche strutturali svolte, saranno, pertanto, ritenute compatibili ed applicabili anche per il pozzetto a pianta rettangolare caratterizzato da luce di calcolo inferiore (3,0 m).

Le solette saranno realizzate in c.c.a. fuori opera, con moduli di larghezza variabile da circa 1,0 m a circa 1,5 m, con spessore pari a 25 cm e, quindi, varate/posate, tipo “predalles”, sulle pareti dei pozzetti.

Ai fini delle presenti verifiche si considera il modulo intermedio, di larghezza pari a 110 cm, armato con n. 6 Ø 12 superiori e con 6 Ø 14 inferiori correnti. Le staffe saranno costituite da ferri Ø 8/15 cm.

Si evidenzia, infine, che le presenti verifiche strutturali possono essere ritenute compatibile ed estendibili a tutte le solette dei vari pozzetti progettualmente previsti. Analogamente, le suddette armature sono estendibili a tutte le solette dei pozzetti progettualmente previsti. Si potrà, eventualmente apportare, sentita preventivamente la D.L., una sensibile ottimizzazione delle armature per le solette dei pozzetti aventi dimensioni e luce di calcolo inferiore.

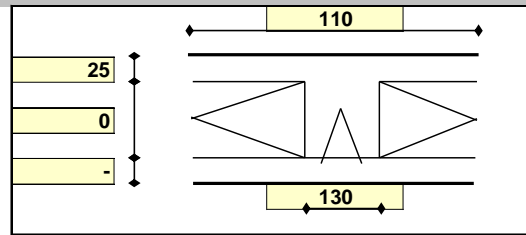
SOLETTA - DIM. m 1,10 x 4,00 x 0,25

Geometria

Misure in centimetri

Tipo di solaio

soletta piena



Controllo limiti geometrici

Luce massima consigliata (snellezza 25) (m)
Larghezza dei blocchi calcolata (cm)
Larghezza max dei blocchi in laterizio (cm)
Larghezza min. nervature per blocchi in laterizio (cm)
Interasse max nervature per blocchi in laterizio (cm)

L max	6.25
Largh.	-20
Largh.	
b min	
i max	

Luci e carichi

Luci (m)
Peso proprio solaio calcolato (daN/mq.)
Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)
Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)
Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)
Sovr. variabili (daN/mq.)
Carichi totali (daN/m)

ADOTTA

L	4.00
p.p. calc	625
p.p.	625
g1	0
g2	200
q	500
tot	1325

Momento d'incastro negativo alle due estremità

x sx	48	48	x dx
Mg1 sx	-229	-229	Mg1 dx
Mg2 sx	-73	-73	Mg2 dx
Mq sx	-183	-183	Mq dx
Mtot sx	-486	-486	Mtot dx

Categoria del carico variabile

Cat. A Residenziale

ψ_0	0.7
ψ_1	0.5
ψ_2	0.3

Coefficienti parziali sulle azioni

DEFAULT NTC '08

γ_{g1}	1.0	1.3
γ_{g2}	0.0	1.5
γ_q	0.0	1.5

Interasse nervature (m)

i 1.10

1: COMBINAZIONE ULTIMA

Momenti Max - per nervatura	-683	-683
Momenti Max + per nervatura	3415	
Tagli dx Max per nervatura	4098	
Tagli sx Max per nervatura		4098
Reazioni Max per nervatura	4098	4098
Reazioni Max per fascia di un metro	3725	3725

2: COMBINAZIONE RARA

Momenti Max - per nervatura	-486	-486
Momenti Max + per nervatura	2429	
Tagli dx Max per nervatura	2915	
Tagli sx Max per nervatura		2915
Reazioni Max per nervatura	2915	2915
Reazioni Max per fascia di un metro	2650	2650

3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Momenti Max - per nervatura	-358	-358
Momenti Max + per nervatura	1787	
Tagli dx Max per nervatura	2145	
Tagli sx Max per nervatura		2145
Reazioni Max per nervatura	2145	2145
Reazioni Max per fascia di un metro	1950	1950

4: COMBINAZIONE FREQUENTE

Momenti Max - per nervatura	-394	-394
Momenti Max + per nervatura	1971	
Tagli dx Max per nervatura	2365	
Tagli sx Max per nervatura		2365
Reazioni Max per nervatura	2365	2365
Reazioni Max per fascia di un metro	2150	2150

Materiali

Calcestruzzo	Classe	C25/30
Acciaio	Tipo	B450C

Dati geometrici

Diametro delle barre longitudinali superiori (mm)	φ	12	12
Diametro delle barre longitudinali inferiori (mm)	φ	12	12

Armatura costante superiore

	φ	n.	n.	c
g) rete ø6/20"x20" collaborante ovunque	-	-		3.00
CampSup	-			
	-	5.5	5.5	3.00
AppSup	-			

Armatura costante inferiore

b) 2ø5 ogni nerv. collaboranti solo in campata	ø5	-		3.00
CampInf	-			
	-	-	-	3.00
AppInf	-			

Ricoprimento di calcestruzzo sulle barre (cm)	c	3.0	3.0
Copriferro di calcolo (cm)	h'	3.6	3.6
Spessore solaio (cm)	H	25	25
Larghezza nervature (cm)	b	130	130
Altezza utile (cm)	d	21.4	21.4

		5.5ø0	5.5ø0
Armatura appoggi	g) rete ø6/20"x20" collaborante ovunque	1ø12	1ø12
	b) 2ø5 ogni nerv. collaboranti solo in campata	1ø12	1ø12
		0ø0	0ø0
Momento sollecitante (daN*m)	Med	683	683
Momento resistente (daN*m)	Mrd	1009	1009
indice di verifica	f	1.48	1.48
Asse neutro (cm)	xc	1	1
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ.s	3913	3913
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ.c	-78.1	-78.1
Deformazione acciaio	ε.s	1.000%	1.000%
Deformazione calcestruzzo	ε.c	-0.066%	-0.066%
Campo di rottura	n.	2	2
Ridistribuzione massima consentita	1-δ	0%	0%
Controllo redistribuzione	1-δ	sì	sì
Armatura campate	g) rete ø6/20"x20" collaborante ovunque	0ø0	0ø12
	b) 2ø5 ogni nerv. collaboranti solo in campata	5ø12	0ø5
Momento sollecitante (daN*m)	Med	3415	
Momento resistente (daN*m)	Mrd	4521	
indice di verifica	f	1.32	
Asse neutro (cm)	xc	3	
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ.s	3913	
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ.c	-128.8	
Deformazione acciaio	ε.s	1.000%	
Deformazione calcestruzzo	ε.c	-0.141%	
Campo di rottura	n.	2	

Armatura minima sugli appoggi alle due estremità

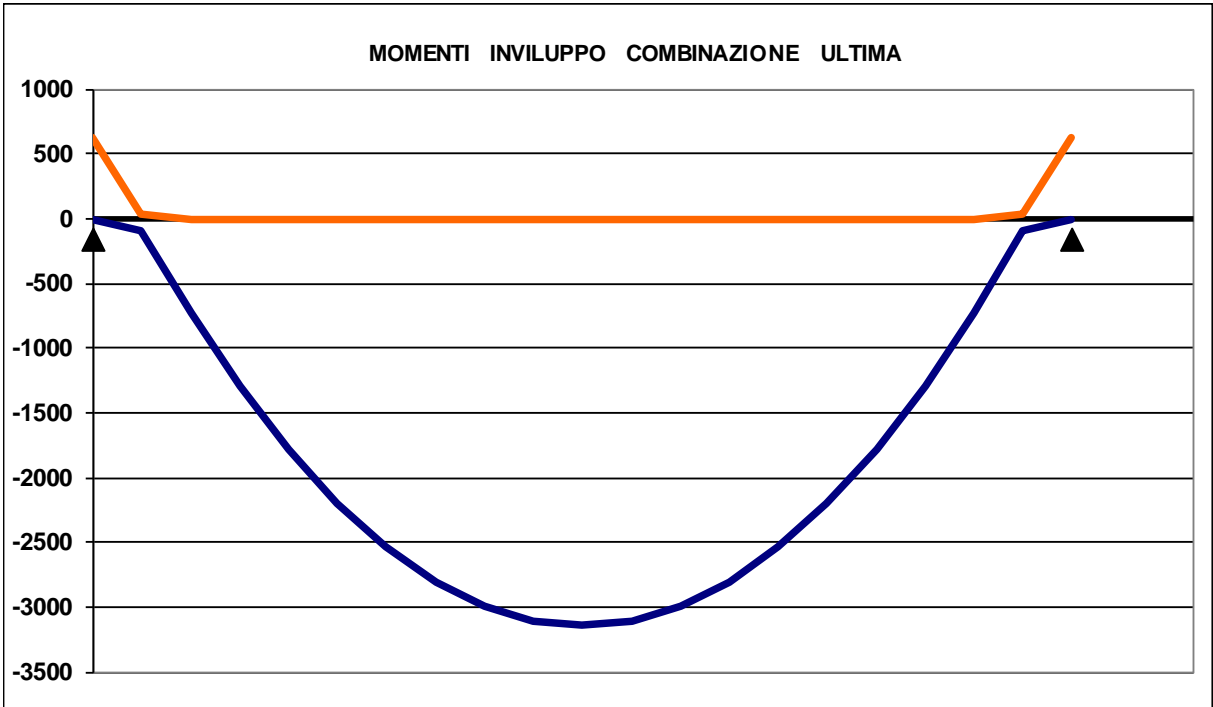
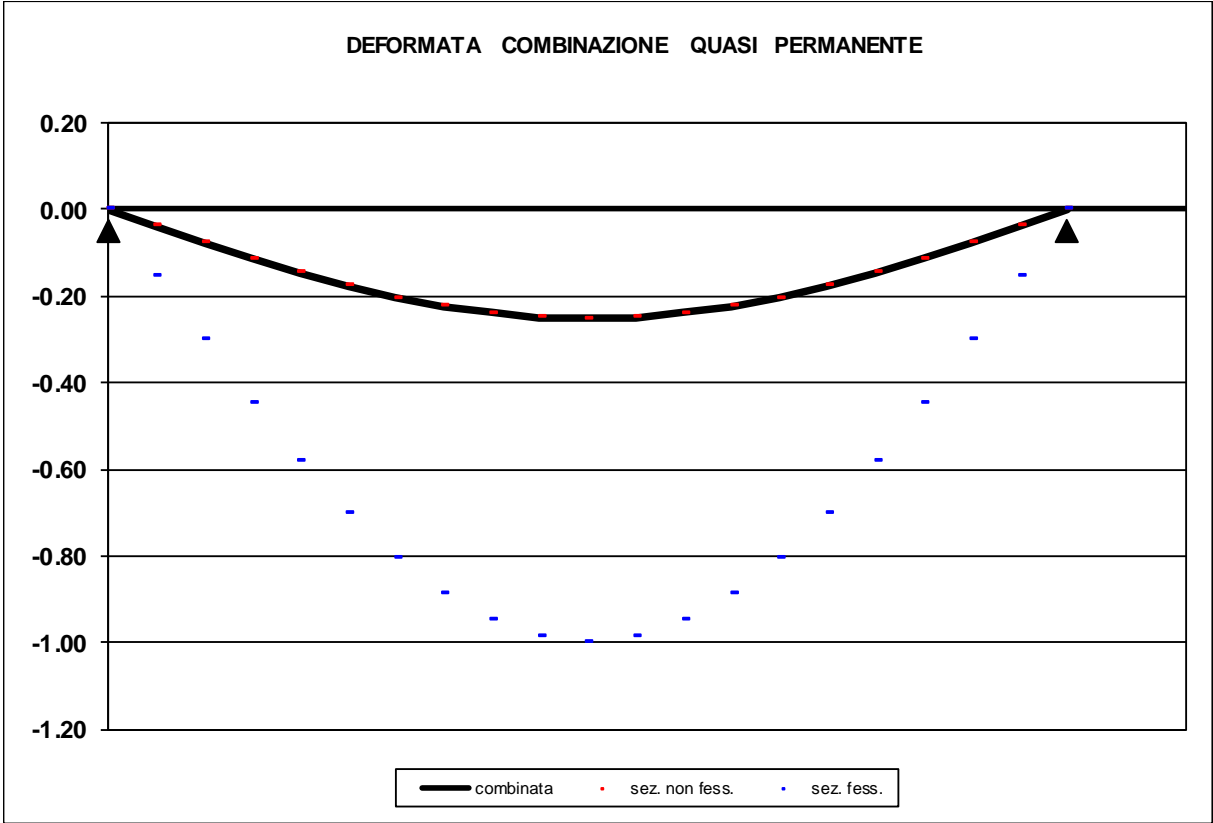
c) $-1/36 p l^2$

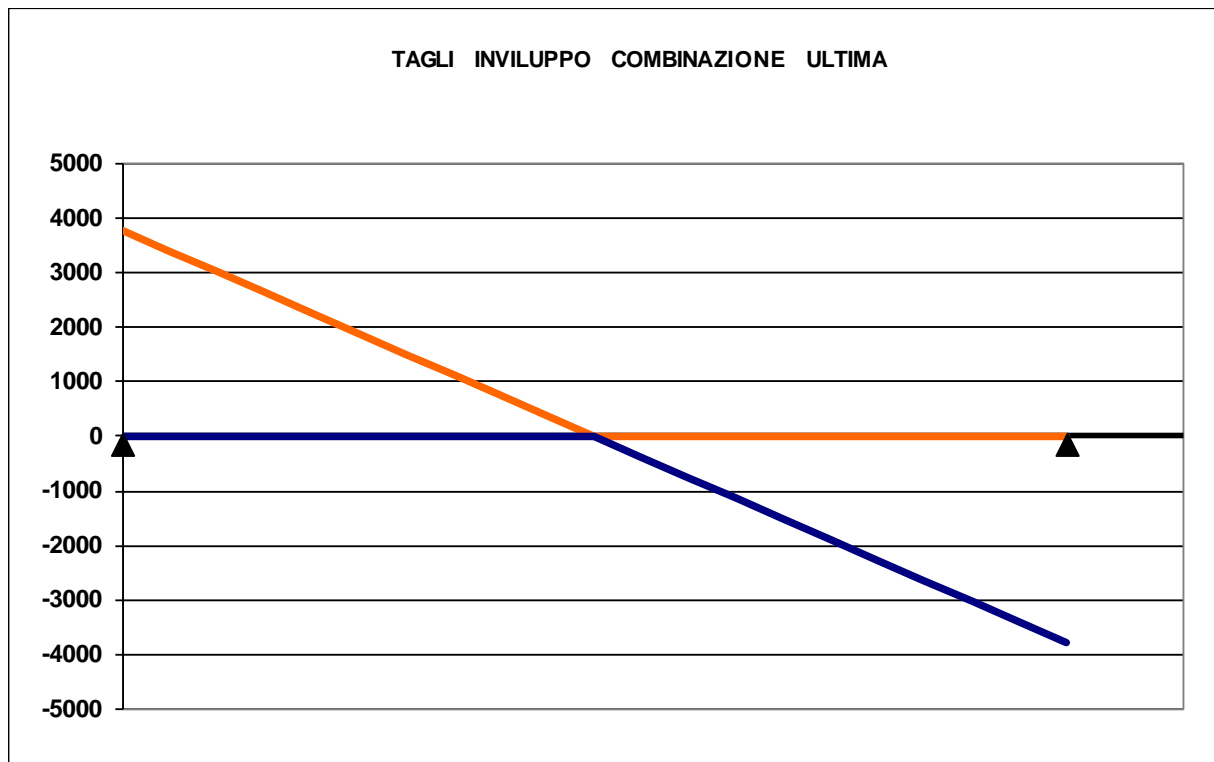
Armatura minima in campata

e) $+1/8 p l^2$

←		controllo armatura minima scelta: $-1/36 p l^2$		si	si	
Armatura appoggi		ϕ	n.	n.	c	
		-	7.5	7.5	3.0	
	sup.	$\phi 12$	6	6	3.0	
CLIK PER PROCEDERE						
	inf.	$\phi 14$	6	6	3.0	
		-	-	-	3.0	
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA						
	Momento sollecitante (daN*m)	Med	683	683		
	Momento resistente (daN*m)	Mrd	5542	5542		
	indice di verifica	f	8.12	8.12		
	Asse neutro (cm)	xc	3	3		
	Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913		
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-136.3	-136.3		
	Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%	1.000%		
	Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.163%	-0.163%		
	Campo di rottura	n.	2	2		
	Ridistribuzione massima consentita	1- δ	0%	0%		
	Controllo redistribuzione	1- δ	si	si		
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA						
		σ_s limite	3600	3600		
		σ_s	366	366		
	indice di verifica lato acciaio	f	9.84	9.84		
		σ_c limite	149.4	149.4		
		σ_c	7.1	7.1		
	indice di verifica lato cls	f	20.94	20.94		
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE						
		σ_c limite	112.1	112.1		
		σ_c	5.2	5.2		
	indice di verifica lato cls	f	21.34	21.34		
←		controllo armatura minima scelta: $+1/8 p l^2$		si		
Armatura campate		ϕ	n.		c	
		-	-		3.0	
	sup.	$\phi 12$	6		3.0	
	inf.	$\phi 14$	6		3.0	
		$\phi 5$	-		3.0	
		$\phi 5$	-		2.0	
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA						
	Momento sollecitante (daN*m)	Med	3415			
	Momento resistente (daN*m)	Mrd	7231			
	indice di verifica	f	2.12			
	Asse neutro (cm)	xc	4			
	Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913			
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-141.1			
	Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%			
	Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.201%			
	Campo di rottura	n.	2			
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA						
		y	5.88			
		Jci	40909			
		σ_s limite	3600			
		σ_s	1373			
	indice di verifica lato acciaio	f	2.62			
		σ_c limite	149.4			
		σ_c	34.9			
	indice di verifica lato cls	f	4.28			
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE						
		y	5.88			
		Jci	40909			
		σ_c limite	112.1			
		σ_c	25.7			
	indice di verifica lato cls	f	4.36			
		σ_s	1011			
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE						
		σ_s	1114			

Verifiche a taglio			
1: con fasce piene			
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	13401	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd	13401	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	-	
2: con fasce piene e barre longitudinali tese			
	0	7.5	7.5
sup.	ø12	6	6
	-	-	-
inf.	ø14	6	6
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	13401	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd	13401	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	-	
←			
Verifiche di fessurazione			
CONDIZ. AMBIENTALI AGGRESSIVE			
Appoggi			
diametro armature superiori	φ	12	12
combinazione frequente	σs	297	297
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI AGGRESSIVE	f	2.67	2.67
combinazione quasi permanente	σs	269	269
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI AGGRESSIVE	f	2.08	2.08
Campate			
diametro armature inferiori	φ	14	
combinazione frequente	σs	1114	
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI AGGRESSIVE	f	2.29	
combinazione quasi permanente	σs	1011	
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI AGGRESSIVE	f	1.79	
Verifiche di snellezza			
	ρ	0.34%	
	ρ'	0.25%	
	λ limite tab	20	
	K	1	
	λ limite calc	39.4	
	λ limite	39.4	
	λ	16.0	
indice di verifica	f	2.46	
Verifiche di deformabilità			
PER L'ASPETTO E LA FUNZIONALITA'			
Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	φ(inf)	4	
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0.28	
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	1.11	
Freccia massima combinata (cm)	f max	0.28	
Freccia limite (cm)	f lim	1.60	
indice di verifica	f	5.71	





Considerati i risultati di calcolo si può, quindi, concludere che tutte le verifiche strutturali risultano adeguatamente soddisfatte con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera in esercizio e contenute entro il 45% di f_{ck} per il calcestruzzo ed entro l'80% di f_{yk} per l'acciaio. Le verifiche a fessurazione e a deformazione risultano, altresì, soddisfatte nel rispetto dei limiti previsti da normativa.

Le armature longitudinali minime per le solette di luce maggiore (luce netta di 3,6 m) dovranno, quindi, essere costituite da 6 ferri superiori \varnothing 12 mm correnti e da 6 ferri inferiori \varnothing 14 mm correnti e da armatura a taglio composta da staffe \varnothing 8/15 cm a 4 braccia.

Le armature longitudinali delle solette di luce inferiore (luce netta 2,6 m), relative ai pozzetti di attraversamento stradale, potranno, invece, essere costituite da 6 ferri superiori e 6 ferri inferiori correnti entrambi \varnothing 12 mm; l'armatura a taglio dovrà essere analoga alle precedenti e composta da staffe \varnothing 8/15 cm a 4 braccia.

9.4.4 Verifiche geotecniche

Si riportano nel seguito i risultati dei calcoli di verifica a capacità portante terreno interessato dalla platea di fondazione dei pozzetti conformemente al D.M. 17.01.2018. Le verifiche, considerando l'approfondimento del piano di fondazione e l'unità geotecnica interessata (unità III) sono state condotte in termini di tensioni efficaci (condizioni drenate) per la **combinazione A1+M1+R3** considerando, aggiuntivamente, anche i fattori correttivi sismici "z" come definiti da *Paolucci & Pecker* (1997).

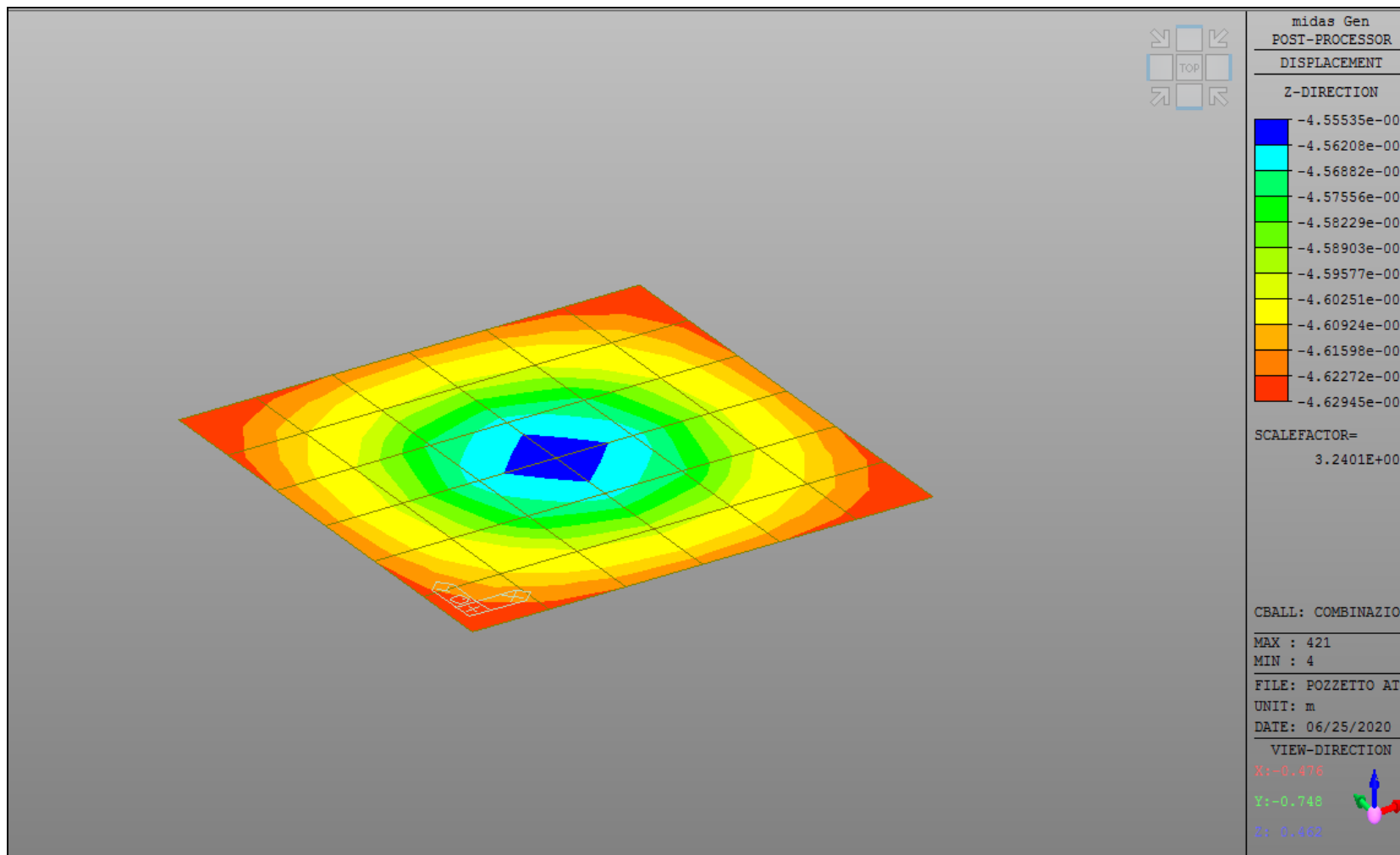
Si considererà, a favore di sicurezza, un approfondimento delle fondazioni pari a 3,0 m per il pozzetto di arrivo con altezza delle pareti pari a 7,9 m e a 1,5 m per il pozzetto di spinta con altezza delle pareti pari a 4,20 m.

Ai fini delle verifiche si è tenuto conto di un angolo di attrito pari a 30° e coesione nulla.

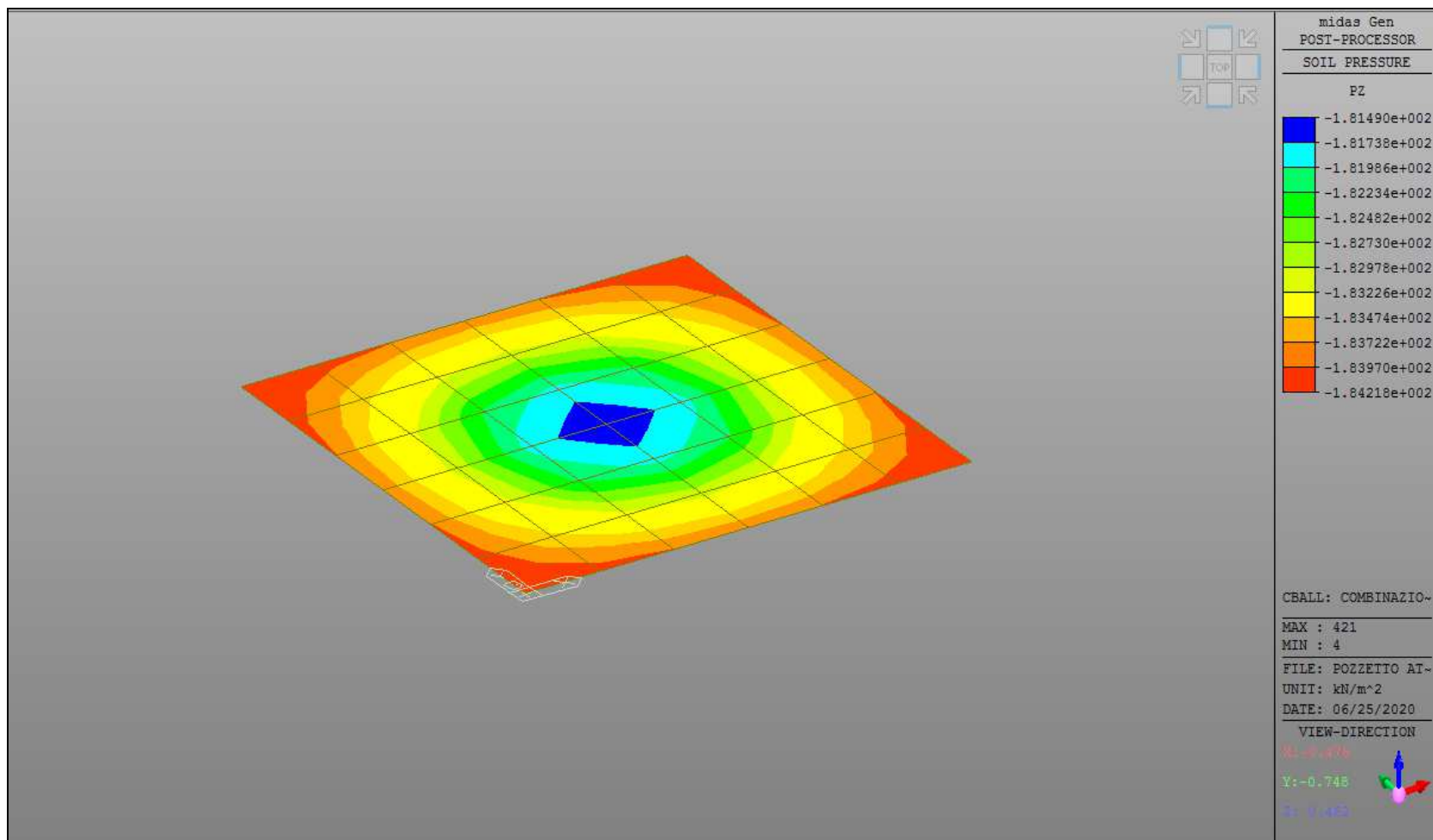
La falda è stata cautelativamente posta ad una profondità di 3,0 m dal piano campagna.

POZZETTI DI ARRIVO

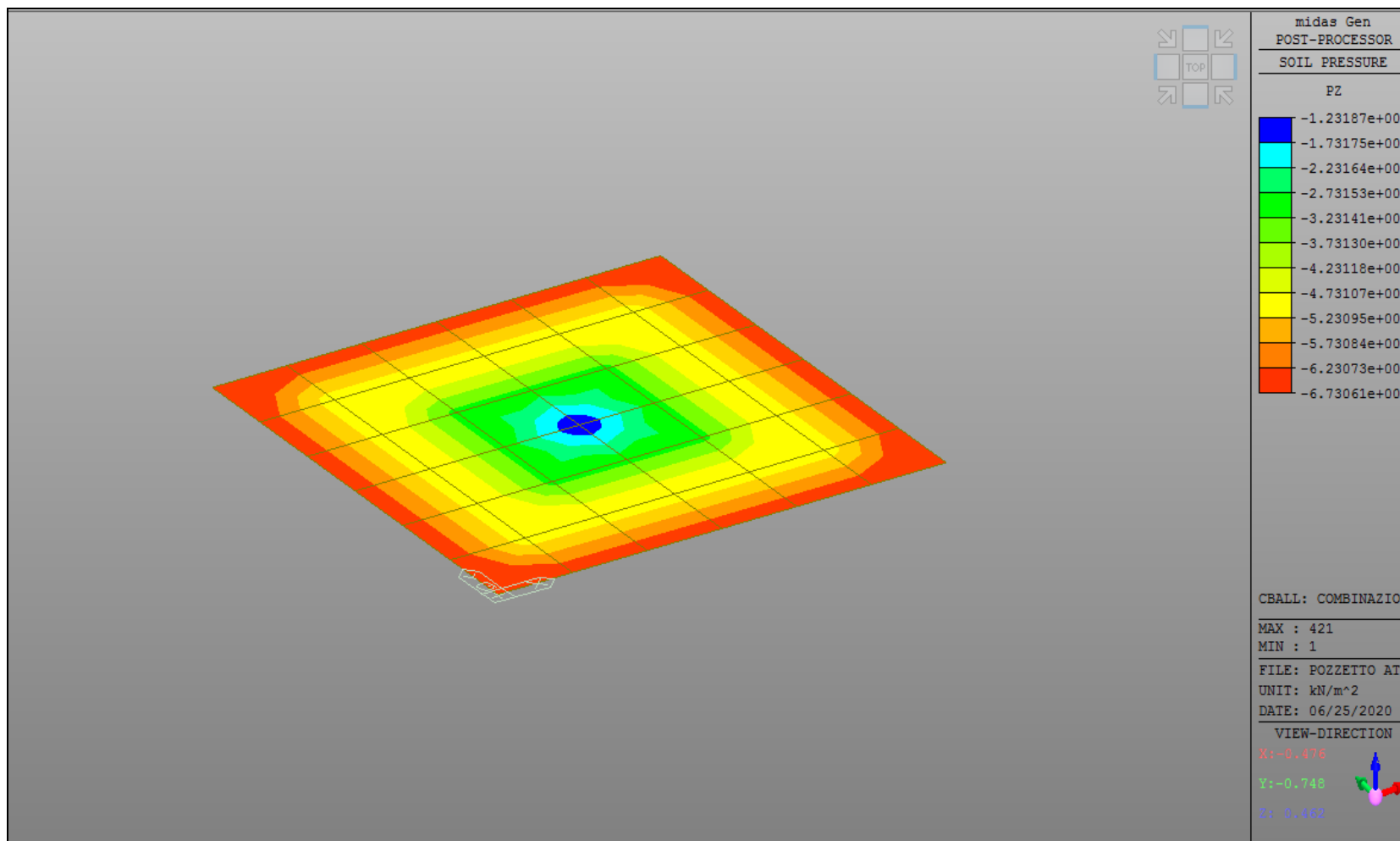
STIMA DEI CEDIMENTI A SLE



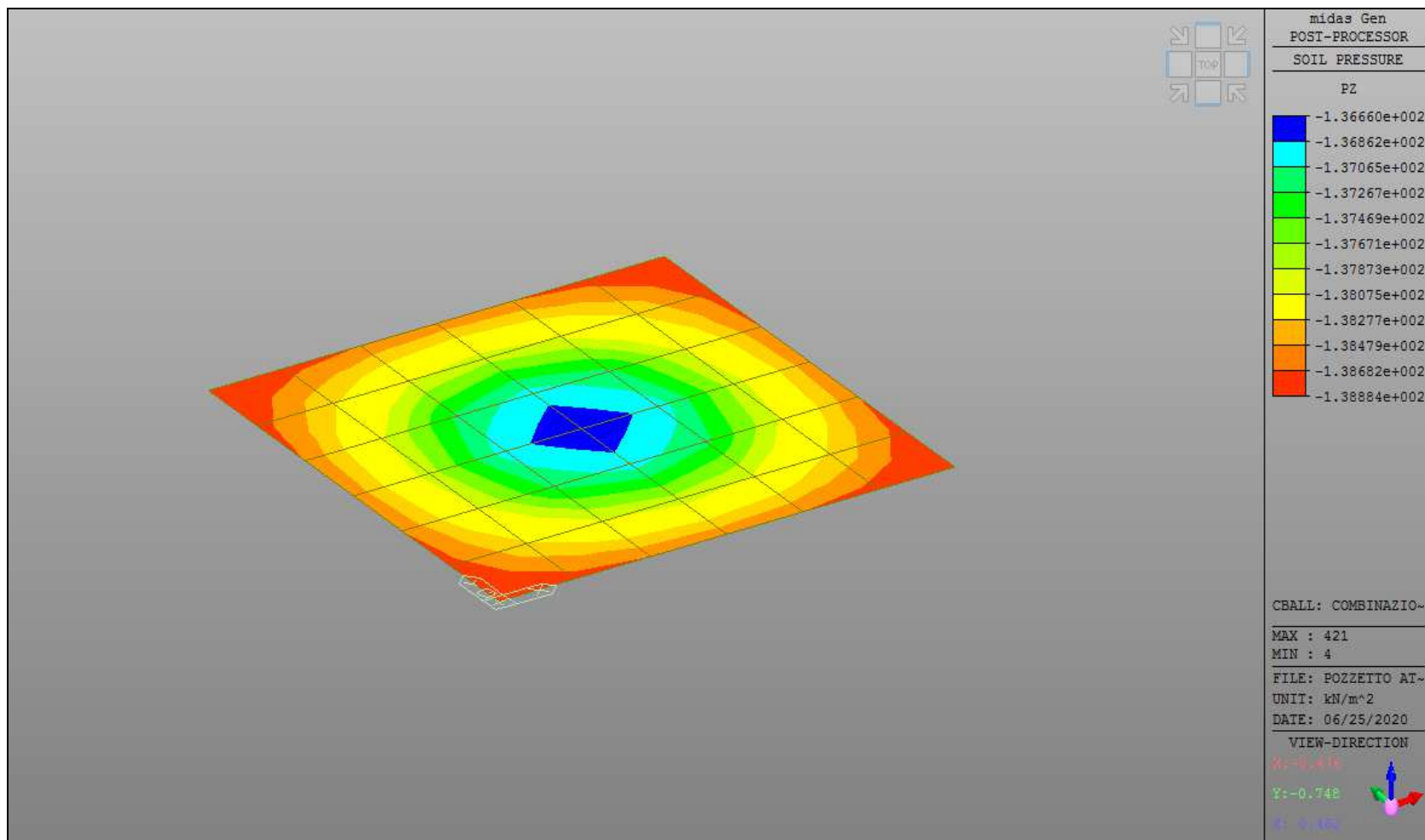
PRESSIONI TRASMESSE AL TERRENO DI FONDAZIONE A SLU – COMBINAZIONE FONDAMENTALE



PRESSIONI TRASMESSE AL TERRENO DI FONDAZIONE A SLV – COMBINAZIONE SISMICA

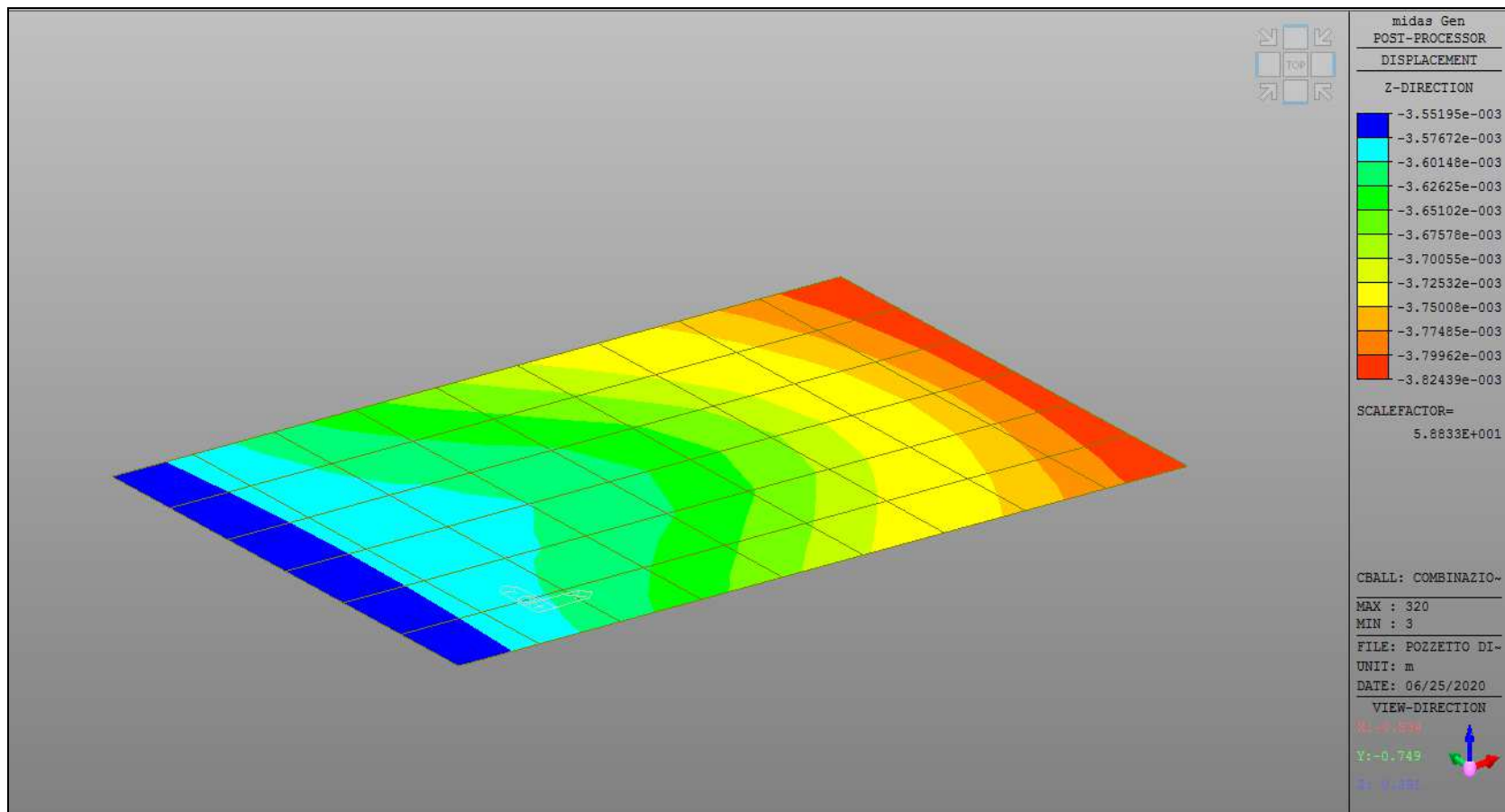


PRESSIONI TRASMESSE AL TERRENO DI FONDAZIONE A SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA

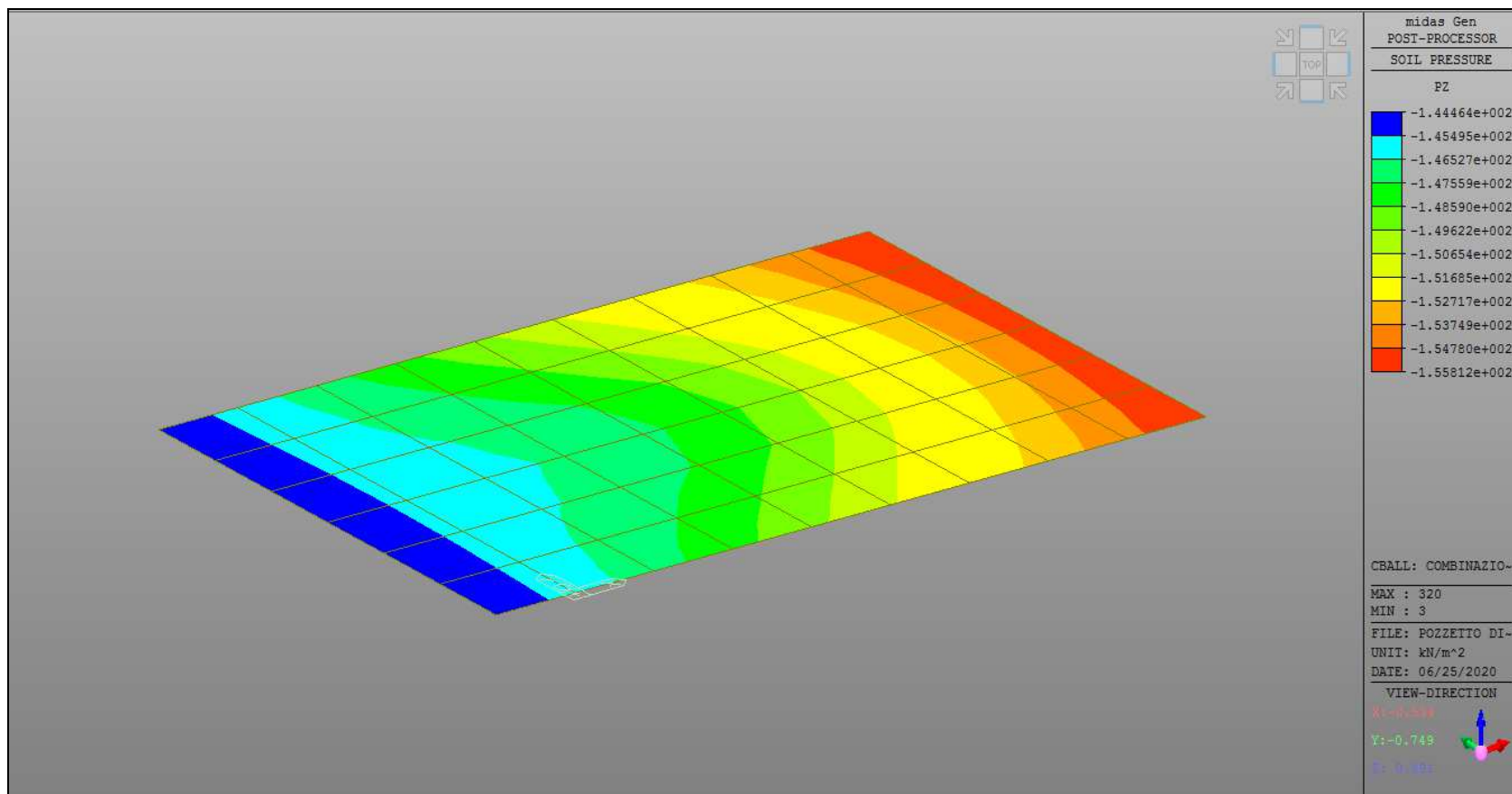


POZZETTI DI SPINTA

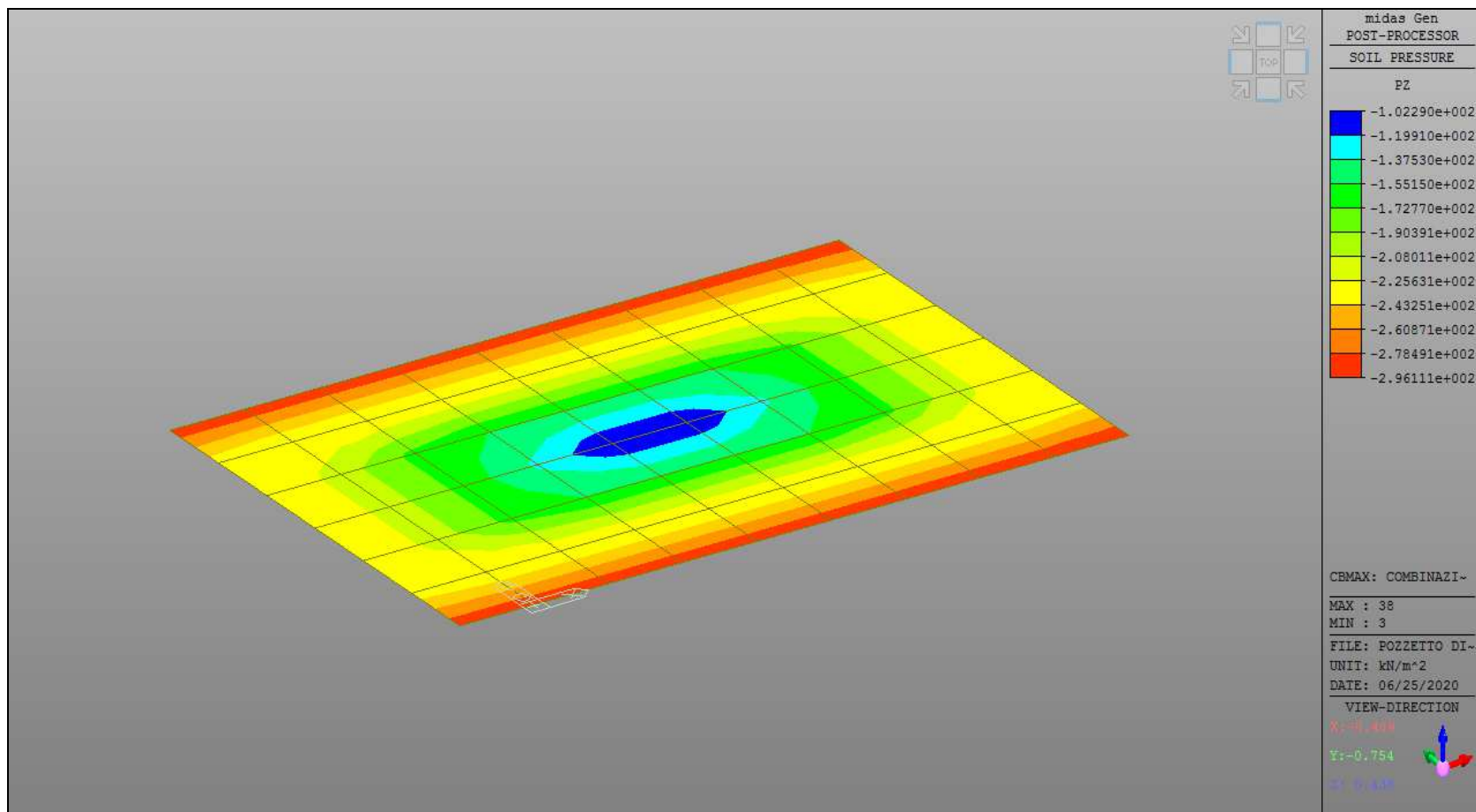
STIMA DEI CEDIMENTI A SLE



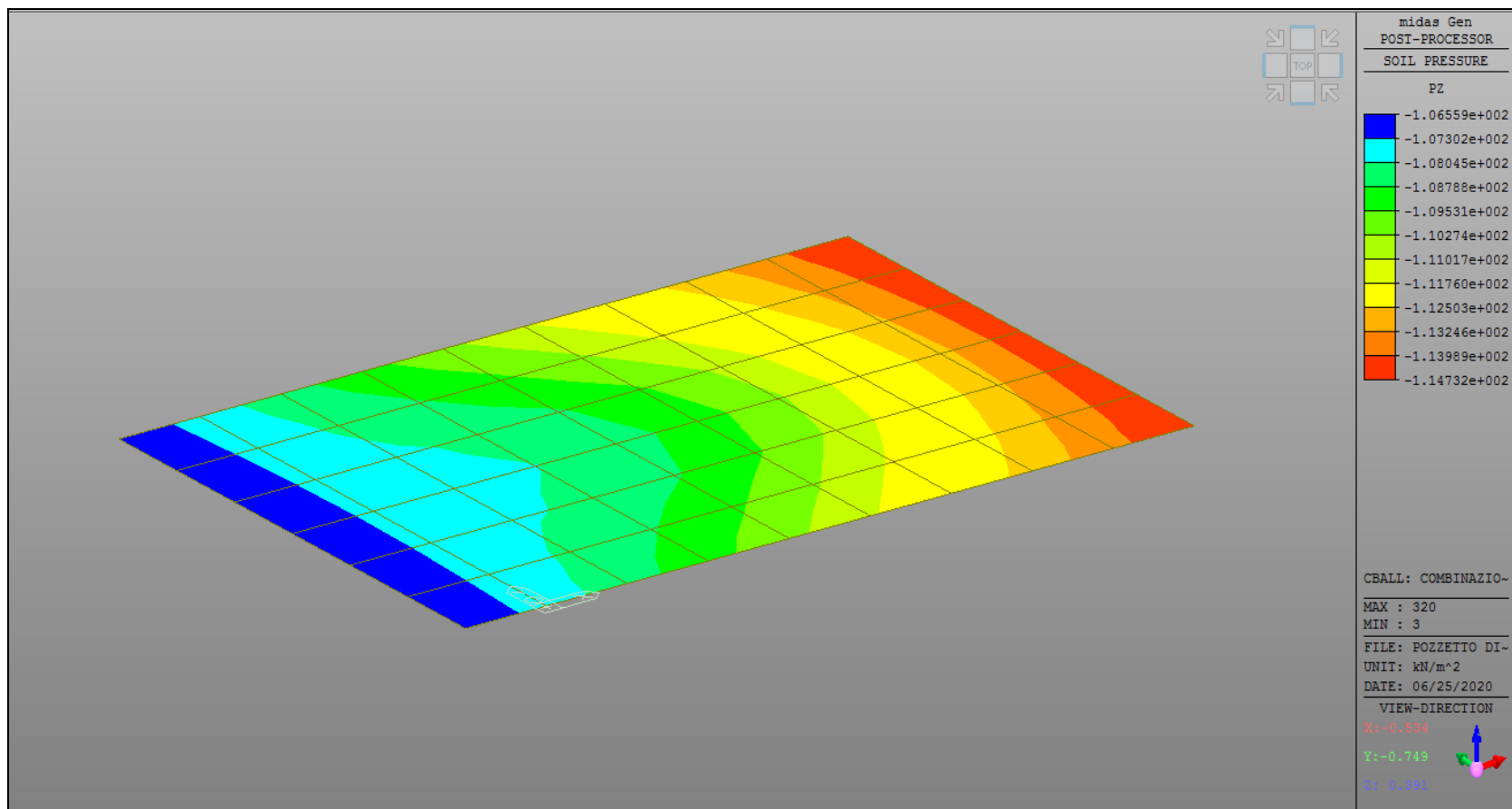
PRESSIONI TRASMESSE AL TERRENO DI FONDAZIONE A SLU – COMBINAZIONE FONDAMENTALE



PRESSIONI TRASMESSE AL TERRENO DI FONDAZIONE A SLV – COMBINAZIONE SISMICA



PRESSIONI TRASMESSE AL TERRENO DI FONDAZIONE A SLE – COMBINAZIONE CARATTERISTICA



POZZETTI DI ARRIVO

Il carico limite che può gravare sul terreno in condizioni di tipo drenato è determinabile mediante il metodo di *Brinch-Hansen* secondo la seguente espressione:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma$$

Verifica combinazione A1+M1+R3

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	3.4	m
L	3.4	m
Base ridotta [B']	3.4	m
Lunghezza ridotta [L']	3.4	m
m	1.50	
N _γ	22.40	
N _q	18.40	
N _c	30.14	
i _γ	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _γ	0.60	
s _q	1.58	
s _c	1.61	
b _γ	1.00	
b _q	1.00	
b _c	1.00	
g _γ	1.00	
g _q	1.00	
g _c	1.00	
d _γ	1.00	
d _q	1.25	
d _c	1.27	
Z _γ	0.73	
Z _q	0.73	
Z _c	0.89	
q_{lim}	1665	kN/m²

Il carico che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cong 1,66 \text{ N/mm}^2 \text{ (16,6 kg/cm}^2\text{)}$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 1,66/2,3 \cong 0,72 \text{ N/mm}^2 \text{ (} 7,2 \text{ kg/cm}^2 \text{)} > q_d = 0,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{F.S.} \cong 1,66 \text{ N/mm}^2 / 0,67 \text{ N/mm}^2 \cong 2,5 > 2,3 \text{ (R3)}$$

POZZETTI DI SPINTA

Il carico limite che può gravare sul terreno in condizioni di tipo drenato è determinabile mediante il metodo di *Brinch-Hansen* secondo la seguente espressione:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma$$

Verifica combinazione A1+M1+R3

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	3.6	m
L	5.3	m
Base ridotta [B']	3.6	m
Lunghezza ridotta [L']	5.3	m
m	1.60	
N _y	22.40	
N _q	18.40	
N _c	30.14	
i _y	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _y	0.73	
s _q	1.39	
s _c	1.41	
b _y	1.00	
b _q	1.00	
b _c	1.00	
g _y	1.00	
g _q	1.00	
g _c	1.00	
d _y	1.00	
d _q	1.12	
d _c	1.13	
z _y	0.73	
z _q	0.73	
z _c	0.89	
q_{lim}	880	kN/m²

Il carico che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cong 0,88 \text{ N/mm}^2 \text{ (8,8 kg/cm}^2\text{)}$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = 0,88/2,3 \cong 0,38 \text{ N/mm}^2 \text{ (3,5 kg/cm}^2\text{)} > q_d = 0,30 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{F.S.} \cong 0,88 \text{ N/mm}^2 / 0,30 \text{ N/mm}^2 \cong 2,9 > 2,3 \text{ (R3)}$$

LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE

Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute, con buon margine di sicurezza, compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle costruzioni in progetto (cabine di presa principale), nonché con le proprietà geotecniche del terreno in sito.

I cedimenti in esercizio possono, peraltro, essere ritenuti di entità trascurabile o, comunque, contenuta entro pochi millimetri i quali, con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono essere ritenuti del tutto compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità delle costruzioni progettualmente previste.

9.4.5 Validazione del modello di calcolo

I risultati relativi alla stima dei cedimenti delle fondazioni ottenuti con il modello di calcolo agli elementi finiti sono stati opportunamente confrontati con quelli ottenuti applicando un modello numerico semplificato sia a scopo di riscontro numerico che al fine della validazione e della verifica di attendibilità dei risultati stessi secondo quanto previsto dalle N.T.C. In tal senso si può, dunque, evidenziare una sostanziale congruità dei valori di cedimento immediato di calcolo a meno di una limitata ed accettabile tolleranza massima di circa il 5%.

Per le suddette ragioni si può, dunque, concludere che i risultati ottenuti dalla modellazione globale delle fondazioni della costruzione con l'ausilio del codice di calcolo numerico agli elementi finiti *Midas Gen* possano ritenersi accettabili e compatibili con le risultanze delle analisi semplificate e, come tali, attendibili e validabili a tutti gli effetti ai

sensi del paragrafo 10.2.1 delle N.T.C.-2018.

9.5 *Manufatti ed opere a minore rilevanza strutturale*

In progetto sono, infine, previsti i seguenti manufatti in c.a. gettato in opera, caratterizzati da una minore rilevanza strutturale in relazione sia alle dimensioni contenute che alle azioni agenti ed alla funzionalità prevista:

- gruppi di consegna comiziale;
- pozzetti di testata degli attraversamenti secondari delle condotte irrigue comiziali;
- pozzetti minori di sfiato, di scarico e di derivazione irrigua condotte comiziali.

Trattandosi di opere minori, con dimensioni e geometria di limitata importanza, non sono stati effettuati calcoli di verifica specifici, ritenendo, in tal senso, più che sufficiente e consona l'assunzione di armature compatibili con le percentuali minime previste da normativa e conformi a dettagli costruttivi delle N.T.C. (capitoli 4 e 7) ed ai criteri progettuali e di verifica elencati nella presente relazione.

Si è, inoltre, fatto riferimento a comprovate esperienze costruttive assunte nella progettazione e direzione lavori di manufatti analoghi per forma, dimensioni, azioni agenti e funzionalità, sia relativi alla zona irrigua in questione che attuati in altri ambiti regionali.

Si rimanda, pertanto, direttamente alle carpenterie ed alle armature specificate sugli elaborati grafici di progetto di pertinenza.

9.6 *Opere provvisoriale a sostegno degli scavi*

Il presente paragrafo riporta i risultati delle verifiche geotecniche delle palancole provvisoriale a sostegno provvisorio degli scavi per la realizzazione del pozzetto di testata di monte relativo all'attraversamento stradale n. 2 (sulla S.S. n. 417) della condotta in progetto.

PALANCOLE IN CORRISPONDENZA DELL'ATTRAVERSAMENTO STRADALE N. 2

Le palancole avranno un'altezza massima fuori terra pari a 6,0 m, per una profondità di infissione non inferiore a 5,0 m, ed uno sviluppo complessivo in altezza di circa 11,0 m.

Nei calcoli di dimensionamento è stata applicata sul lato di monte un sovraccarico aggiuntivo pari a 10 kN/m² e al suolo di valle pari a 20 kN/m².

Le verifiche sono state condotte considerando, cautelativamente la falda a circa -3,0 m dal piano campagna sul lato di monte dello scavo e il suo drenaggio sul lato interno.

Si evidenzia che, stante la funzione cantieristica delle palancole in argomento, con

durata inferiore a 2 anni, le verifiche sono state condotte esclusivamente per lo stato limite di esercizio, senza considerare la componente di azione sismica e verificando, in particolare, l'ammissibilità delle deformazioni dell'opera con la funzione provvisoria temporanea prevista e il momento resistente della struttura.

Si prevede, quindi, l'utilizzo di palancole tipo "AZ28-700" (produttore *ArcelorMittal*), aventi le seguenti caratteristiche tecniche e geometriche:

- Larghezza "b": 700 mm x altezza "h": 461 mm.
- Spessore anima "t" e ali "s": 13,2 mm / 13,2 mm.
- Area sezione: 200 cm²/m.
- Massa di parete: 157 kg/m².
- Momento d'inerzia: 63620 cm⁴/m.
- Modulo di resistenza elastico: 1635 cm³/m.
- Modulo di resistenza plastico: 3273 cm³/m.
- Acciaio classe "S355".

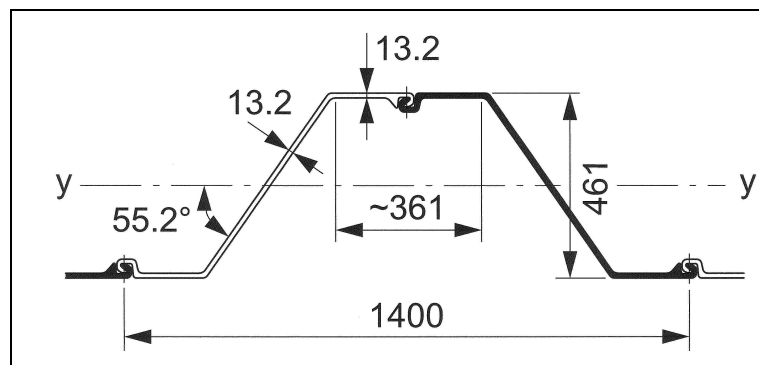


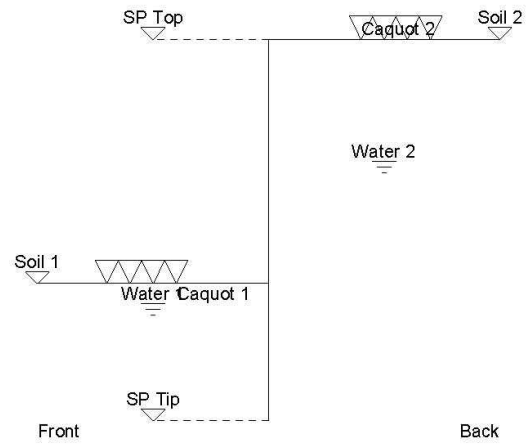
Figura 35 – Sezione geometrica palanca tipo AZ28-700.

Per quanto concerne gli schemi progettuali si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto.

Si riportano, quindi, nel seguito i dati di calcolo e le verifiche geotecniche e strutturali svolte, relativamente alla combinazione più gravosa **A2+M2+R2**:

Geodata

	Unit
Sheet Pile Top Level [m]	0.000
Sheet Pile Tip Level [m]	9.374
Soil Level in Front [m]	6.000
Soil Level behind [m]	0.000
Anchor level [m]	0.000
Water Level in Front [m]	6.500
Water Level behind [m]	3.000
Soil Surface Inclination in Front [Deg]	0.000
Soil Surface Inclination behind [Deg]	0.000
Caquot Surcharge in Front [kN/m ²]	20.000
Caquot Surcharge behind [kN/m ²]	10.000
Anchor Inclination [Deg]	0.000
Earth Support	Cantilever



Soil Layers

Layers in Front

	Layer Tip [m]	Density Moist [kN/m ³]	Density Submerged [kN/m ³]	Kph	Phi [Deg]	Delta [Deg]	Cohesion [kN/m ²]
Layer 1	3.000	19.700	10.000	1.972	16.000	-5.000	35.000
Layer 2	6.000	20.700	10.000	3.103	25.000	-8.000	0.000
Layer 3	18.000	20.500	10.000	2.186	18.000	-6.000	35.000

Layers behind

	Layer Tip [m]	Density Moist [kN/m ³]	Density Submerged [kN/m ³]	Kph	Phi [Deg]	Delta [Deg]	Cohesion [kN/m ²]
Layer 1	3.000	19.700	10.000	0.534	16.000	5.000	35.000
Layer 2	6.000	20.700	10.000	0.374	25.000	8.000	0.000
Layer 3	18.000	20.500	10.000	0.492	18.000	6.000	35.000

Pile Section

Name	AZ 28-700
Inertia [cm ⁴ /m]	63620.000
Modulus [cm ³ /m]	2760.000
Area [cm ² /m]	200.200
Mass [kg/m ²]	157.200
Steel Grade [N/mm ²]	355.000
Requested Safety	1.500

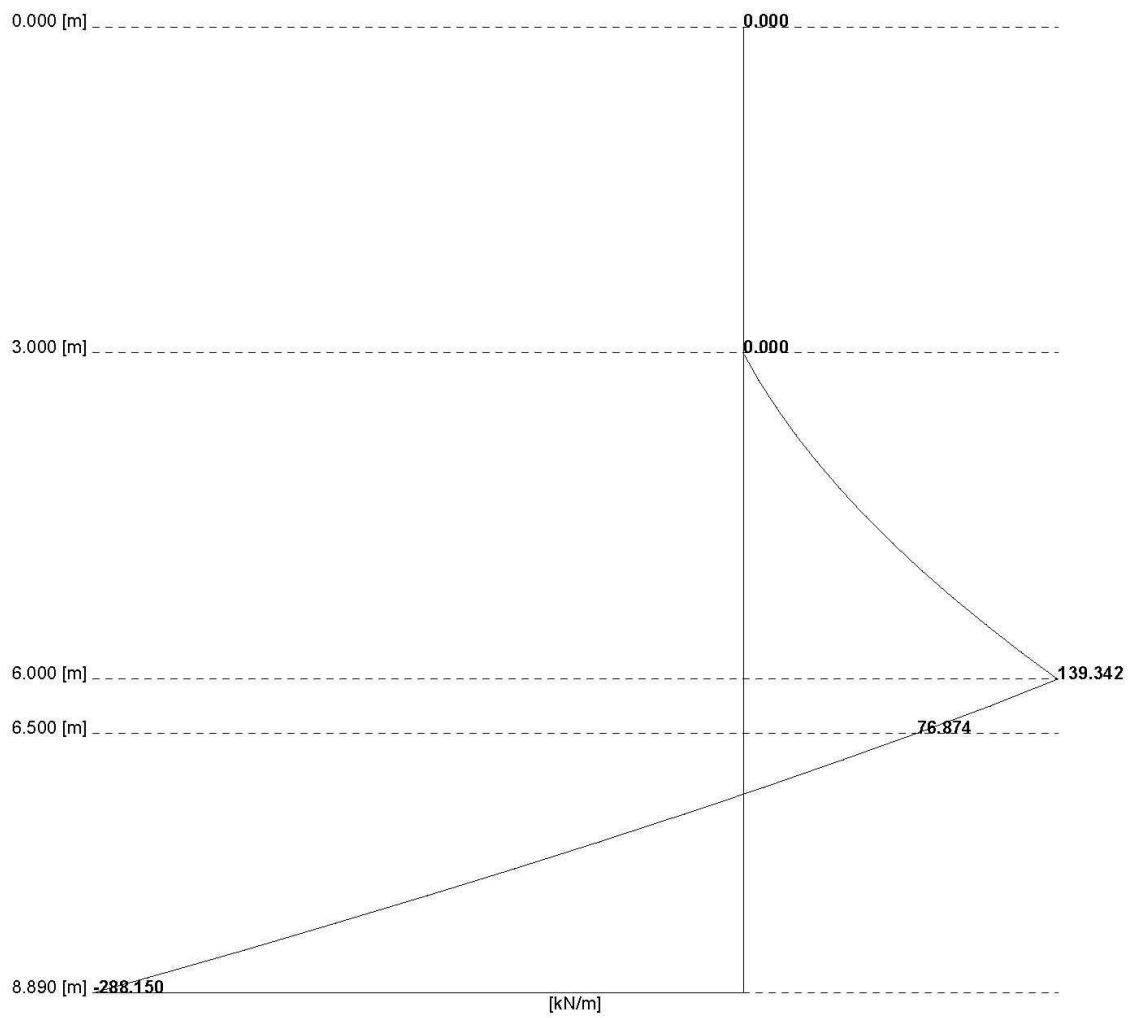
Pile Check

		Depth [m]
Name	AZ 28-700	
Inertia [cm ⁴ /m]	63620.000	
Modulus [cm ³ /m]	2760.000	
Area [cm ² /m]	200.200	
Mass [kg/m ²]	157.200	
Steel Grade [N/mm ²]	355.000	
Minimal Moment [kNm/m]	-3.625	8.900
Maxmimal Moment [kNm/m]	253.994	7.000
Normal Forces at Max. Moment [kN/m]	-50.049	8.900
Normal Forces at Min. Moment [kN/m]	-11.927	7.000
Deflection at Min. Moment [m]	0.000	8.900
Deflection at Max. Moment [m]	-0.002	7.000
Min. Stress at Min. Moment [N/mm ²]	-3.813	8.900
Max. Stress at Min. Moment [N/mm ²]	-1.187	8.900
Min. Stress at Max. Moment [N/mm ²]	-92.613	7.000
Max. Stress at Max. Moment [N/mm ²]	91.421	7.000
Safety > Req. Safety = 1.500	3.833	
Sheet Pile Top Level [m]	0.000	
Sheet Pile Tip Level [m]	9.374	
Sheet Pile Length [m]	9.374	
Included OverLength [m]	0.484	
Vertical Equilibrium [kN/m]	-19.763	
Anchor Force (horiz.) [kN/m]	0.000	

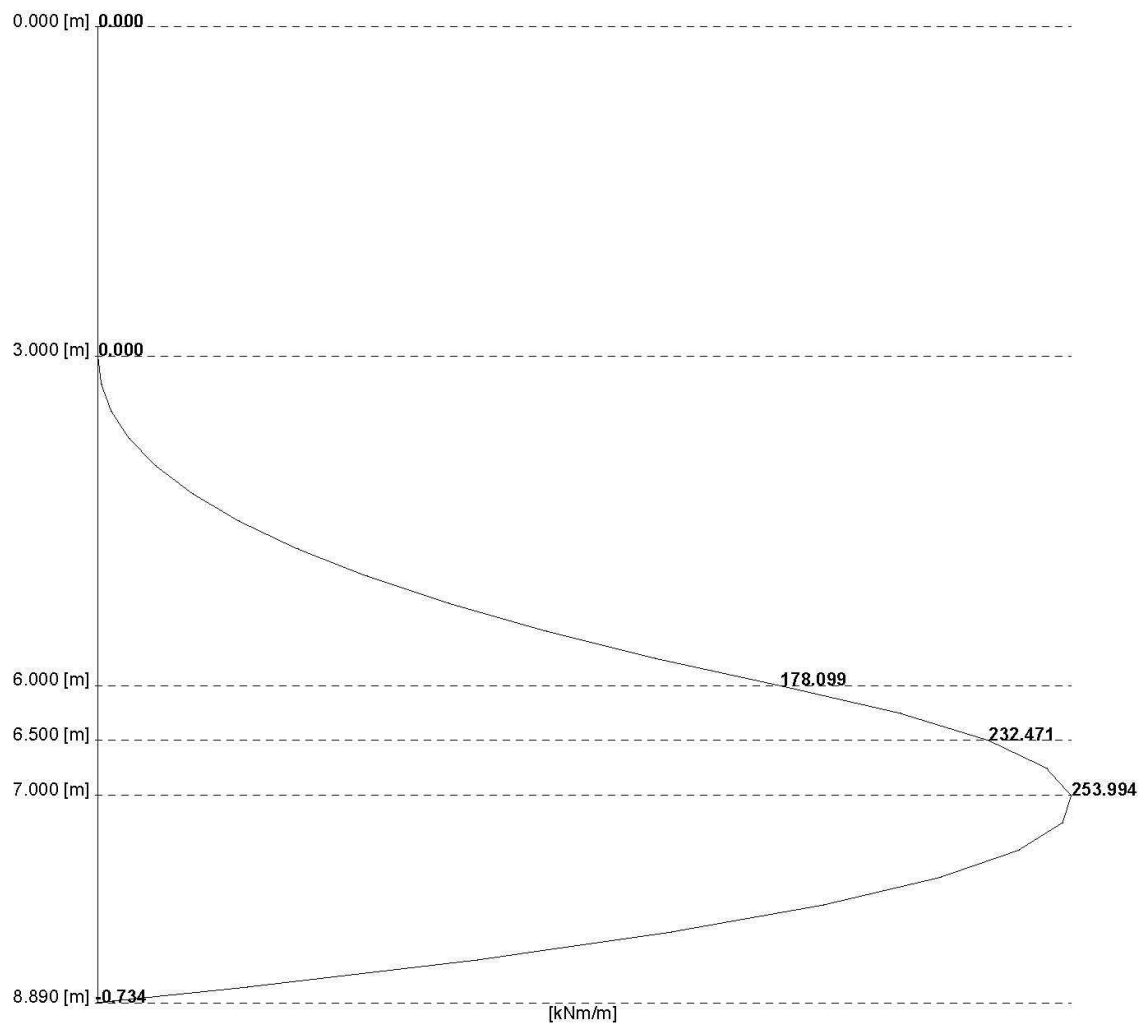
Extremal Values

	z Min [m]	Min	z Max [m]	Max
Deflection [m]	0.000	-0.038	8.890	0.000
Cross Force [kN/m]	8.890	-288.150	6.000	139.342
Moment [kNm/m]	8.900	-3.625	7.000	253.994

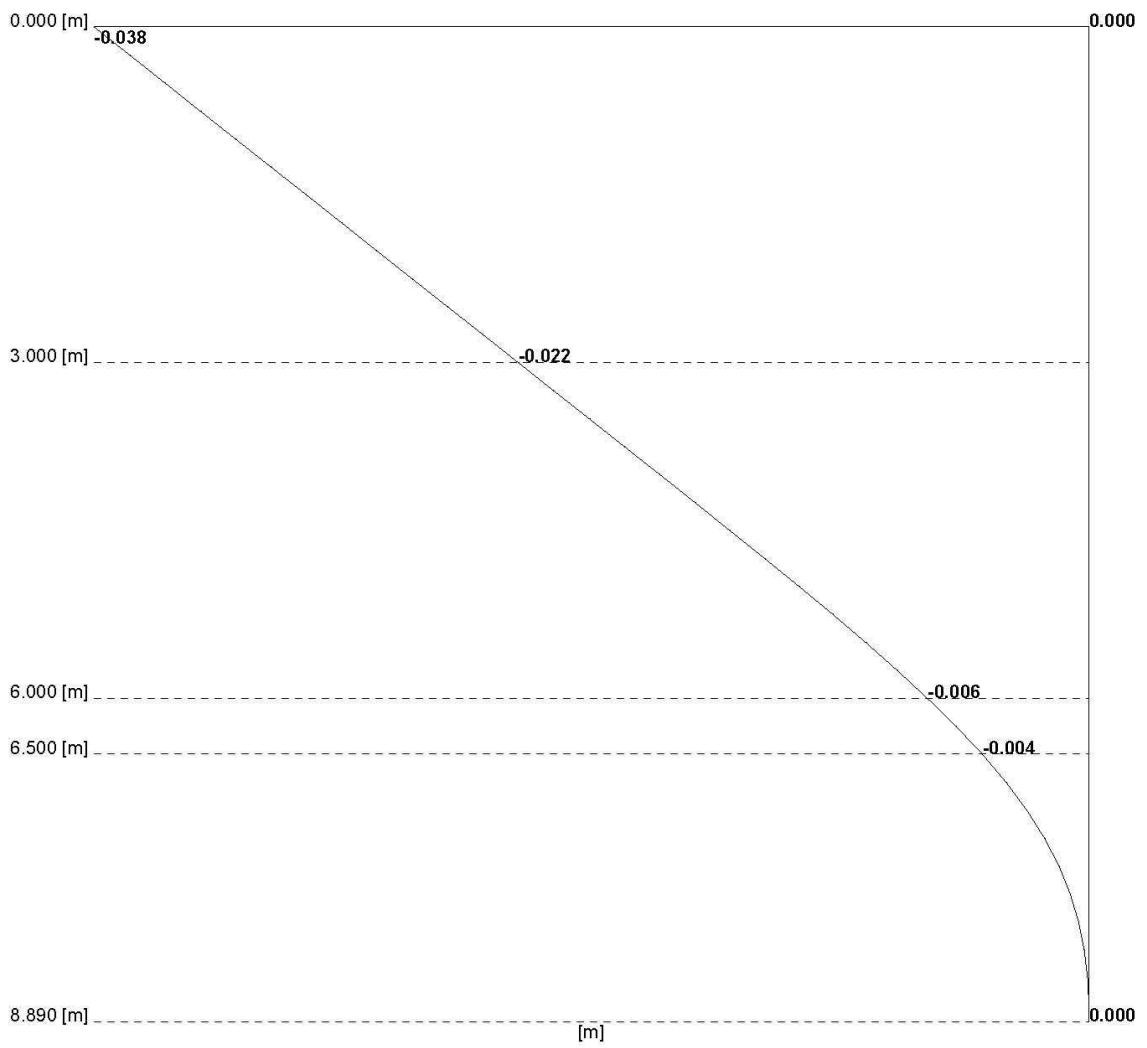
Cross Force Diagram



Moment Diagram



Deflection Diagram



La tabella seguente riassume i risultati di calcolo e le principali verifiche geotecniche e strutturali per la palanca provvisoria in argomento, le quali possono essere ritenute soddisfatte e, in tal senso, compatibili con le esigenze cantieristiche dei lavori:

PALANCOLA PROVVISORIALE H_{TOT} 11,0 m (m 6,0 + 5,0)

SINTESI PRINCIPALI DELLE VERIFICHE (A2+M2+R2)		
Spostamento massimo [cm]	Spostamento ammissibile [cm]	Verifica
$\cong 3,8$	$\cong 6,0$	soddisfatta
Momento flettente di calcolo M_d [kNm]	Momento flettente resistente M_r [kNm]	Verifica
$\cong 254$	$\cong 1100$	soddisfatta
Tensione massima [N/mm²]	F.S. su tensione di snervamento	Verifica
$\cong 93$	$\cong 3,1$	soddisfatta

Tabella 19 – Riepilogo dei risultati e delle verifiche della palanca provvisoria intervento n. 2.

Si può, quindi, concludere come le verifiche geotecniche (deformazione paratia) e le verifiche strutturali in esercizio possano ritenersi adeguatamente soddisfatte con spostamenti entro i limiti massimi ammissibili e con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro l' 80% di f_{yk} per l'acciaio.

In riferimento alle verifiche suddette sono state, quindi, progettualmente previste palancole con lunghezza complessiva pari a m 11,0 dei quali 6,0 m massimi fuori terra e 5,0 m di infissione entro terra.

9.7 Fronti scavo per l'esecuzione delle opere

Il presente paragrafo riporta i risultati delle verifiche di stabilità dei fronti scavo provvisori per l'esecuzione dei lavori in funzione dei seguenti range di profondità:

- $H \text{ scavo} \leq 2,0 \text{ m.}$
- $H \text{ scavo} \leq 3,0 \text{ m.}$
- $H \text{ scavo} \leq 4,0 \text{ m.}$
- $H \text{ scavo} \leq 5,0 \text{ m.}$

Con riferimento agli elaborati grafici di progetto si è, dunque, proceduto alla verifica delle sezioni di scavo per la posa in opera delle condotte di adduzione idrica e per la realizzazione dei vari manufatti per altezze di scavo variabili da un minimo di circa 2,0 m ad un massimo di circa 5,0 m ed un'inclinazione delle sponde congiuntamente variabile. In corrispondenza del ciglio superiore degli scavi è stato applicato un sovraccarico distribuito pari a $10,0 \text{ kN/m}^2$ dovuto allo stazionamento e/o al transito provvisorio dei mezzi d'opera in ambito cantieristico o allo stoccaggio temporaneo dei materiali e delle attrezzature per l'esecuzione dei lavori.

Le verifiche sono state condotte considerando cautelativamente la falda a circa -3,0 m dal piano campagna sul lato di monte dello scavo e il suo drenaggio su quello di valle (interno scavo). Presumibilmente la quota di falda sarà inferiore al piano di scavo della maggior parte delle opere.

Trattandosi di opere provvisorie, la cui durata progettualmente prevista è inferiore ai 2 anni, in relazione a quanto previsto al *paragrafo 2.4.1* delle N.T.C.-2018, nei calcoli non sono state considerate le azioni e le verifiche di tipo sismico.

Si riportato, quindi, nel seguito i risultati ottenuti sulla base dei criteri di verifica descritti al *paragrafo 5.1* della presente relazione e del *Capitolo 6* delle N.T.C.-2018, per la **combinazione A2+M2+R2**, prevedendo l'opportuna riduzione dei parametri geotecnici del terreno (coefficiente M2) e delle resistenze (coefficiente $\gamma_{R2} = 1,1$).

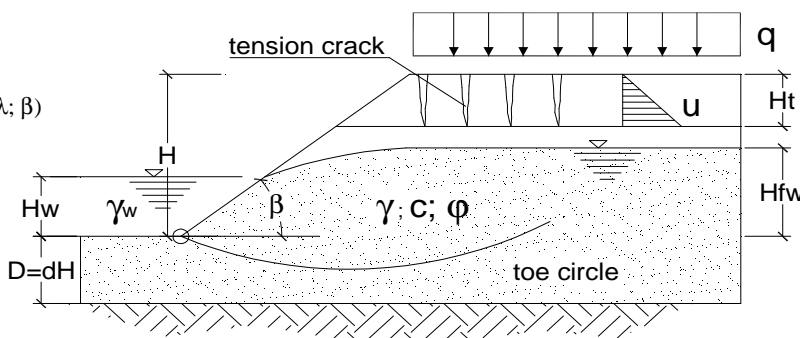
FRONTE SCAVO H = 2,0 m – combinazione A2+M2+R2

DATI DI INPUT:

Altezza complessiva dello scavo (H):	2.00	[m]
Profondità del substrato (D)	-	[m]
<small>(n.b. : quando $\phi' = 0$, la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")</small>		
Inclinazione media del taglio sull'orizzontale (β):	60.00	[°]
Coesione netta del terreno c' (con applicazione coefficiente M2) (n.b. :c' > 0):	35.00	[kPa]
Angolo di attrito netto del terreno (ϕ') (con applicazione coefficiente M2):	16.00	[°]
Peso di unità di volume del terreno (γ):	19.70	[kN/m ³]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_{fw}) (n.b.: $H_{fw} \leq H$):	0.00	[m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w)	10.00	[kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10.00	[kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Altezza della "tension crack" (Ht):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(Ht)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

- * verifica in tensioni efficaci :
 $\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi / (c + \mu q + \mu' w)$; $N = f(\lambda; \beta)$
- * verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$
- * coeff. sovraccarico : $\mu q = f(\beta; q/\gamma h)$
- * coeff. sommersione : $\mu w = f(\beta; H_w/H)$
- * coeff. filtrazione : $\mu' w = f(\beta; H_{fw}/H)$
- * coeff. tension crack : $\mu t = f(\beta; H_t/H)$



Riepilogo coefficienti

$\mu q(\beta)$	$\mu w(\beta)$	$\mu' w(\beta)$	$\mu t(\beta)$	λ	No
0.891	1.000	1.000	1.000	0.45	5.816

Coefficiente di sicurezza N.T.C.-2008

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c / (\gamma H + q - \gamma_w H_w) / \gamma_R$$

F_s = 3.34

Tale valore del coefficiente di sicurezza può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

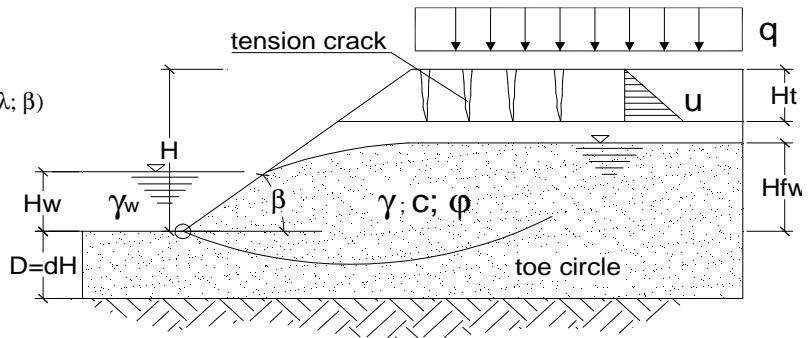
FRONTE SCAVO H = 3,0 m – combinazione A2+M2+R2

DATI DI INPUT:

Altezza complessiva dello scavo (H):	3.00	[m]
Profondità del substrato (D)	-	[m]
<small>(n.b. : quando $\phi' = 0$, la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")</small>		
Inclinazione media del taglio sull'orizzontale (β):	55.00	[°]
Coesione netta del terreno c' (con applicazione coefficiente M2) (n.b. :c' > 0):	35.00	[kPa]
Angolo di attrito netto del terreno (ϕ') (con applicazione coefficiente M2):	16.00	[°]
Peso di unità di volume del terreno (γ):	19.70	[kN/m ³]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_{fw}) (n.b.: $H_{fw} \leq H$):	0.00	[m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w)	10.00	[kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10.00	[kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Altezza della "tension crack" (Ht):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(Ht)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

- * verifica in tensioni efficaci :
 $\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi / (c + \mu_q \mu'_w)$; $N = f(\lambda; \beta)$
- * verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$
- * coeff. sovraccarico : $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$
- * coeff. sommersione : $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$
- * coeff. filtrazione : $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$
- * coeff. tension crack : $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



Riepilogo coefficienti

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	λ	No
0.926	1.000	1.000	1.000	0.61	6.319

Coefficiente di sicurezza N.T.C.-2008

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c / (\gamma H + q - \gamma_w H_w) / \gamma_R$$

F_s = 2.69

Tale valore del coefficiente di sicurezza può essere ritenuto compatibile con le situazioni caratteristiche di scavo provvisorio.

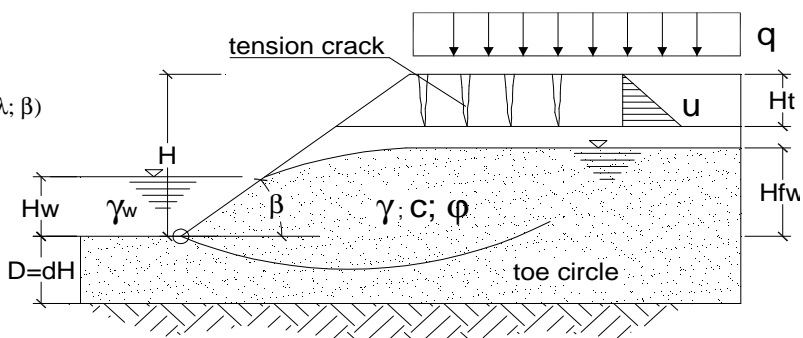
FRONTE SCAVO H = 4,0 m – combinazione A2+M2+R2

DATI DI INPUT:

Altezza complessiva dello scavo (H):	4.00	[m]
Profondità del substrato (D)	-	[m]
<small>(n.b. : quando $\phi' = 0$, la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")</small>		
Inclinazione media del taglio sull'orizzontale (β):	50.00	[°]
Coesione netta del terreno c' (con applicazione coefficiente M2) (n.b. : $c' > 0$):	30.00	[kPa]
Angolo di attrito netto del terreno (ϕ') (con applicazione coefficiente M2):	16.00	[°]
Peso di unità di volume del terreno (γ):	20.00	[kN/m ³]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_{fw}) (n.b.: $H_{fw} \leq H$):	1.00	[m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w)	10.00	[kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10.00	[kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Altezza della "tension crack" (Ht):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(Ht)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

- * verifica in tensioni efficaci :
 $\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi / (c + \mu_q \mu'_w)$; $N = f(\lambda; \beta)$
- * verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$
- * coeff. sovraccarico : $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$
- * coeff. sommersione : $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$
- * coeff. filtrazione : $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$
- * coeff. tension crack : $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



Riepilogo coefficienti

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	λ	No
0.948	1.000	0.924	1.000	0.87	7.036

Coefficiente di sicurezza N.T.C.-2008

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c / (\gamma H + q - \gamma_w H_w) / \gamma_R$$

F_s = 2.02

Tale valore del coefficiente di sicurezza può essere ritenuto compatibile con le situazioni caratteristiche di scavo provvisorio.

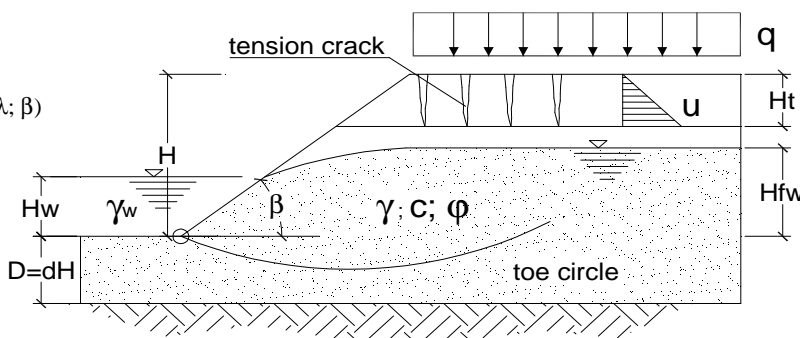
FRONTE SCAVO H = 5,0 m – combinazione A2+M2+R2

DATI DI INPUT:

Altezza complessiva dello scavo (H):	5.00	[m]
Profondità del substrato (D)	-	[m]
<small>(n.b. : quando $\phi' = 0$, la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")</small>		
Inclinazione media del taglio sull'orizzontale (β):	45.00	[°]
Coesione netta del terreno c' (con applicazione coefficiente M2) (n.b. : $c' > 0$):	25.00	[kPa]
Angolo di attrito netto del terreno (ϕ') (con applicazione coefficiente M2):	20.00	[°]
Peso di unità di volume del terreno (γ):	20.00	[kN/m ³]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_{fw}) (n.b.: $H_{fw} \leq H$):	2.00	[m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w)	10.00	[kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10.00	[kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Altezza della "tension crack" (Ht):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(Ht)	<input type="text" value="no"/>	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

- * verifica in tensioni efficaci :
 $\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi / (c + \mu_q \mu'_w)$; $N = f(\lambda; \beta)$
- * verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$
- * coeff. sovraccarico : $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$
- * coeff. sommersione : $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$
- * coeff. filtrazione : $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$
- * coeff. tension crack : $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



Riepilogo coefficienti

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	λ	No
0.962	1.000	0.906	1.000	1.50	8.462

Coefficiente di sicurezza N.T.C.-2008

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c / (\gamma H + q - \gamma_w H_w) / \gamma_R$$

F_s = 1.68

Tale valore del coefficiente di sicurezza può essere ritenuto compatibile con le situazioni caratteristiche di scavo provvisorio.

La tabella seguente riassume, infine, i risultati di calcolo e le verifiche geotecniche effettuate, le quali possono essere ritenute soddisfatte e, in tal senso, compatibili con le esigenze cantieristiche pertinenti ai lavori in progetto:

SINTESI VERIFICHE DI STABILITÀ DEI FRONTI SCAVO		
Profondità di scavo [m]	Inclinazione media pareti di scavo [°] sull'orizzontale	F.S. N.T.C.-1018
2,0 m	≅ 60°	3,3 > 1,0
3,0 m	≅ 55°	2,7 > 1,0
4,0 m	≅ 50°	2,0 > 1,0
5,0 m	≅ 45°	1.7 > 1,0

Tabella 20 – Riepilogo dei risultati e delle verifiche dei fronti scavo.

Si evidenzia che le verifiche sopra riportate sono state svolte:

- considerando cautelativamente l'angolo di attrito del terreno derivante dalle elaborazioni dei sondaggi in sito, opportunamente ridotto mediante l'applicazione del coefficiente "M2" previsto dalle N.T.C.-2018 (comb. A2+M2+R2);
- considerando prudenzialmente la soggiacenza di falda alla quota di -3,0 m dal piano campagna, per tenere in conto della potenziale influenza del sistema idrico locale durante il periodo di esercizio irriguo e/o durante periodi caratterizzati da precipitazioni intense e/o prolungate.

9.8 Verifica dei blocchi di ancoraggio

Ai fini della stabilità delle condotte in progetto è prevista la realizzazione di appositi blocchi di ancoraggio in calcestruzzo, i quali consentono di assorbire le spinte idrostatiche che si verificano sia sul piano orizzontale che su quello verticale per effetto delle diverse situazioni di carico idrodinamico in relazione ai differenti angoli di curvatura della condotta medesima.

Le variazioni di geometria che, nel caso in esame, necessitano d'attenzione sono essenzialmente le curve orizzontali con angolo variabile tra circa 30° e circa 90° relative alle condotte in progetto DN 160 mm e DN 110 mm, soggette ad una pressione massima in esercizio pari a 10 bar (pressione di collaudo \cong 15 bar).

I blocchi di ancoraggio in progetto, dal punto di vista dimensionale, possono essere rappresentati secondo lo schema generale sotto riportato:

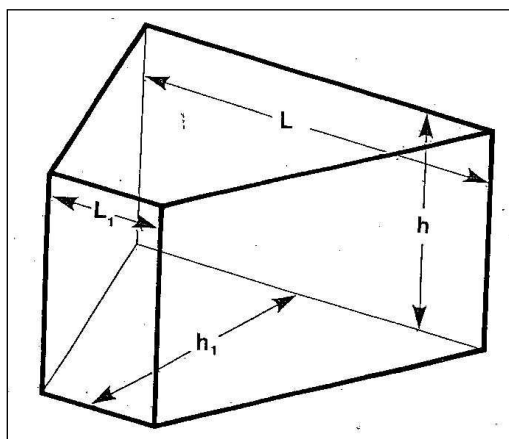


Figura 36 – Schema tipo del blocco di ancoraggio.

Ai fini del dimensionamento e della verifica a stabilità dei blocchi d'ancoraggio in progetto deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$R < Sp + \omega \times G$$

dove:

R = spinta risultante trasferita al blocco determinata dalla condotta in pressione;

Sp = spinta passiva resistente del terreno a tergo del blocco;

G = peso proprio del blocco d'ancoraggio;

ω = coefficiente di attrito calcestruzzo blocco – terreno.

Il valore della risultante della spinta sulla condotta e, quindi, trasferita al blocco è ottenuta dalle seguenti formule:

$$R = 2P \sin \frac{\alpha}{2};$$

$$P = p \cdot \frac{\pi}{4} DN^2$$

dove:

α = angolo di deviazione dei due tronchi rettilinei di tubazione contigui

P = spinta parallela all'asse del tubo

p = pressione di prova/collaudo = 1,5 · pressione di esercizio

In ragione delle caratteristiche geometriche dei blocchi si è assunto coincidente il punto di applicazione della risultante R e del peso G del blocco.

La composizione delle forze agenti consente di definire il valore della risultante complessiva (R + G) delle azioni, secondo la seguente relazione:

$$(R + G) = \sqrt{R^2 + G^2}$$

L'inclinazione della risultante è pari a:

$$\alpha = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{R}{G} \right)$$

La spinta passiva S_p è, invece, quella che si determina lateralmente in uno scavo verticale allorché viene realizzato un manufatto che tende a comprimere la parete verticale dello scavo stesso. Tale spinta, propriamente, dovrà, quindi, intendersi come azione di resistenza e di contrasto del terreno, determinabile mediante la teoria di Rankine o Coulomb, secondo le seguenti ipotesi:

- superficie di scorrimento di forma piana;
- attrito calcestruzzo – suolo nullo, cioè assenza di tensioni tangenziali di contrasto fra blocco di ancoraggio – terreno e applicazione della spinta passiva perpendicolarmente alla struttura (*figura 37*).

Con queste considerazioni si ammette che la propagazione della rottura avvenga contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento e la rottura sia indipendente dalla deformazione del terreno poiché la resistenza di quest'ultimo dipende esclusivamente dai parametri di coesione e dall'angolo di attrito interno assunti costanti e caratteristici dello stato rigido plastico perfetto considerato.

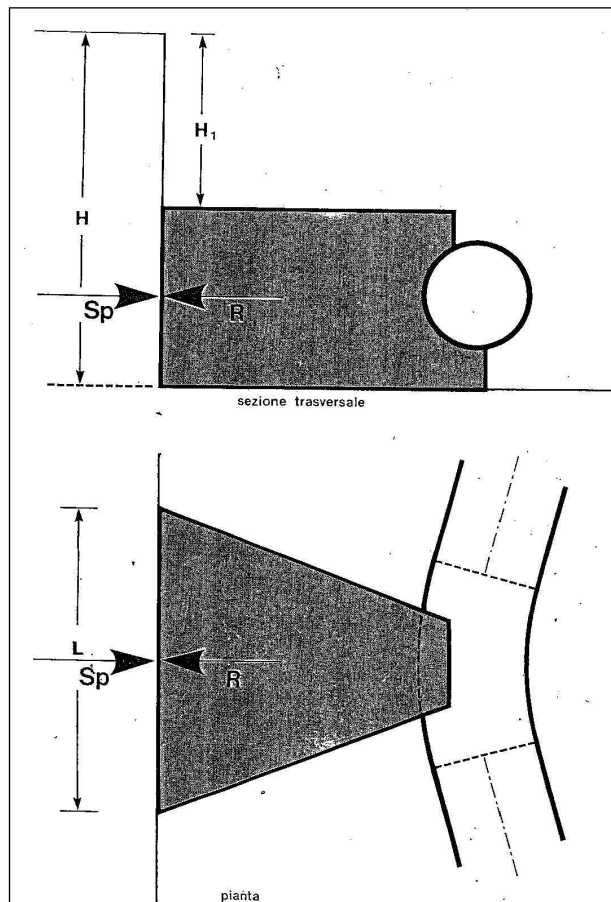


Figura 37 – Schema di calcolo della spinta passiva delle terre.

Il contrasto fornito dal terreno (spinta passiva S_p) si ottiene, pertanto, per mezzo del calcolo della risultante:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot (y^2 - y_1^2) \cdot L \cdot k_p + 2c \cdot (y - y_1) \cdot L \cdot \sqrt{k_p}$$

dove:

y = profondità di posa del blocco misurata dal piano di reinterro finale;

y_1 = differenza di quota tra il piano di reinterro finale e la sommità del blocco d'ancoraggio;

L = lunghezza in pianta del blocco d'ancoraggio

k_p = coefficiente di spinta passiva, pari a 3,0 secondo la teoria di *Rankine*.

Il terreno ai fini delle verifiche è stato caratterizzato considerando prudenzialmente i parametri meccanici pertinenti all'unità geotecnica II (più superficiale) e applicando un'ulteriore riduzione della coesione non drenata in funzione della curva oggetto di verifica:

- angolo di attrito: 20°;
- coesione: 20 kPa per curva 90°; 15 kPa per curve 60°; 10 kPa per curve 30°.

Alle pagine seguenti sono riportate le verifiche svolte applicando la metodologia descritta per il calcolo rispettivamente della spinta parallela all'asse del tubo, della spinta risultante all'asse del tubo in funzione dell'angolo al centro della curva e del carico totale agente (pressione di collaudo 15 bar), in riferimento alle condizioni più gravose di verifica associate alla condotta di DN 160 mm.

Nella tabella seguente sono, invece, riepilogati i risultati ottenuti e le dimensioni geometriche dei blocchi di ancoraggio in progetto, in riferimento alle tubazioni di diametro maggiore (DN 160 mm).

VERIFICA DIMENSIONALE DEI BLOCCHI DI ANCORAGGIO IN PROGETTO							
Angolo deviazione	L (m)	h (m)	h ₁ (m)	L ₁ (m)	V _b (mc)	F.S. scorrimento	F.S. ribaltamento
90° DN 160 mm	1,60	1,20	1,50	0,60	2,0	1,25	1,63
60° DN 160 mm	1,60	1,00	1,20	0,60	1,3	1,35	1,47
30° DN 160 mm	1,00	1,00	1,00	0,50	0,8	1,66	1,41

Tabella 21 – Riepilogo verifiche e dimensioni blocchi di ancoraggio in progetto.

Per le tubazioni aventi DN 110 mm si potranno adottare le stesse dimensioni dei blocchi sopra calcolati per le condizioni più gravose.

CALCOLO BLOCCO D'ANCORAGGIO - CURVA A 90° DN 160

IPOTESI: coesione = 20 kPa; considerazione peso rinterro e spinta terreno

angolo curva	=	90	1.57 rad
pressione collaudo (bar)	=	15	
DN tubo (mm)	=	160	
Tipo Terreno	=	Unità geotecnica II	
Diametro esterno (mm)	=	0.274	
Sezione tubo (m ²)	=	0.0590	
altezza di rinterro (m)	=	1	
profondità scavo base tubazione (m)	=	1.16	
v_s	=	coefficiente sicurezza scorrimento blocco	= 1.25
$1/S*[S_p + f(G_b)]$	=	v_s	= 1.25
S	=	spinta idraulica (N)	= 125082.70
S_p	=	spinta passiva terreno (N)	= 140819.94
$f(G_b)$	=	reazione attrito terreno (N)	= 15131.38
ϕ	=	peso specifico medio del terreno (N/m ³)	= 19000
λ_p	=	coefficiente spinta passiva	= 2.04
H_2	=	profondità piano appoggio blocco (m)	= 2.20
h	=	altezza blocco (m)	= 1.20
$(h-DN)/2$	=	prof piano appoggio blocco - profondità scavo base tubazione	= 1.04
f	=	coefficiente attrito cls-terreno [$\text{tg}(0.9*\phi)$] [rad]	= 0.32
ϕ	=	angolo attrito interno terreno [rad]	= 0.35
peso specifico cls (kg/m ³)	=	2400	
VOLUME BLOCCO (m ³)	=	2.0	
PESO BLOCCO (t) - G_b	=	4.8	
L	=	base maggiore blocco (m)	= 1.60
h	=	altezza blocco (m)	= 1.20
h_1	=	profondità blocco (m)	= 1.50
L_1	=	base minore blocco (m)	= 0.60

Verifica ribaltamento

y_G	=	baricentro blocco (m)	= 0.636
M_{stab}	=	momento stabilizzante (Nm)	= 29635
K_p	=	coeff equilibrio limite superiore	= 2.04
H_{reaz}	=	altezza reazione terreno (m)	= 0.75
H_{ris}	=	altezza spinta idraulica (m)	= 0.60
$B = (H_{ris} - H_{reaz})$	=	disassamento spinta idraulica - reazione terreno	= -0.15
M_{rib}	=	momento ribaltante (Nm)	= 18200
$M_{stab} > 1,5 M_{rib}$	=	VERIFICA RIBALTAMENTO	= 1.63

Verifica resistenza calcestruzzo (sezione minima di contatto blocco-tubazione)

l	=	lunghezza minima contatto tubo-blocco (m)	= 0.228
S	=	Spinta idraulica (N)	= 125082.70
σ_{cam}	=	resistenza cls a nn completa maturazione (N/cm ²)	= 200
D_e	=	diametro esterno (m)	= 0.274

Verifica resistenza del terreno ($\sigma_t < \sigma_{t,amm}$)

σ_t	=	pressione effettiva sul terreno (N/cm ²)	= 2.8
G_b	=	peso blocco (N)	= 46570
G_t	=	peso tubaz annegata nel blocco (H_p : peso/2 del pezzo)	= 0
G_a	=	peso tronco fluido annegato nel blocco (H_p : l*sezione* γ_{H_2O})	= 45
A	=	area base d'appoggio (m ²)	= 1.65
$\sigma_{t,amm}$	=	capacità portante (N/cm²) - valore medio a sicurezza -	= 10

IL BLOCCO DI ANCORAGGIO RISULTA VERIFICATO

CALCOLO BLOCCO D'ANCORAGGIO - CURVA A 60° DN 160

IPOTESI: coesione = 15 kPa; considerazione peso rinterro e spinta terreno

angolo curva	=	60	1.05 rad
pressione collaudo (bar)	=	15	
DN tubo (mm)	=	160	
Tipo Terreno (RR, TV, SA, AR)	=	Unità geotecnica II	
Diametro esterno (mm)	=	0.274	
Sezione tubo (m ²)	=	0.0590	
altezza di rinterro (m)	=	1	
profondità scavo base tubazione (m)	=	1.16	
v_s	=	coefficiente sicurezza scorrimento blocco	= 1.25
$1/S*[S_p + f(G_b)]$	=	v_s	= 1.35
S	=	spinta idraulica (N)	= 88446.83
S_p	=	spinta passiva terreno (N)	= 109257.93
$f(G_b)$	=	reazione attrito terreno (N)	= 10087.59
ϕ	=	peso specifico medio del terreno (N/m ³)	= 19000
λ_p	=	coefficiente spinta passiva	= 2.04
H_2	=	profondità piano appoggio blocco (m)	= 2.00
h	=	altezza blocco (m)	= 1.00
$(h-DN)/2$	=	prof piano appoggio blocco - profondità scavo base tubazione	= 0.84
f	=	coefficiente attrito cls-terreno [$\text{tg} (0.9*\phi)$] [rad]	= 0.32
ϕ	=	angolo attrito interno terreno [rad]	= 0.35
peso specifico cls (kg/m ³)	=	2400	
VOLUME BLOCCO (m ³)	=	1.3	
PESO BLOCCO (t) - G_b	=	3.2	
L	=	base maggiore blocco (m)	= 1.60
h	=	altezza blocco (m)	= 1.00
h_1	=	profondità blocco (m)	= 1.20
L_1	=	base minore blocco (m)	= 0.60

Verifica ribaltamento

y_G (m)	=	baricentro blocco (m)	= 0.509
M_{stab}	=	momento stabilizzante (Nm)	= 15805
K_p	=	coeff equilibrio limite superiore	= 2.04
H_{reaz}	=	altezza reazione terreno (m)	= 0.62
H_{ris}	=	altezza spinta idraulica (m)	= 0.50
$B = (H_{ris} - H_{reaz})$	=	disassamento spinta idraulica - reazione terreno	= -0.12
M_{rib}	=	momento ribaltante (Nm)	= 10733
$M_{stab} > 1,5 M_{rib}$	=	VERIFICA RIBALTAMENTO	= 1.47

Verifica resistenza calcestruzzo (sezione minima di contatto blocco-tubazione)

l	=	lunghezza minima contatto tubo-blocco (m)	= 0.161
S	=	Spinta idraulica (N)	= 88446.83
σ_{cam}	=	resistenza cls a nn completa maturazione (N/cm ²)	= 200
D_e	=	diametro esterno (m)	= 0.274

Verifica resistenza del terreno ($\sigma_t < \sigma_{t,amm}$)

σ_t	=	pressione effettiva sul terreno (N/cm ²)	= 2.4
G_b	=	peso blocco (N)	= 31046
G_t	=	peso tubaz annegata nel blocco (H_p : peso/2 del pezzo)	= 0
G_a	=	peso tronco fluido annegato nel blocco (H_p : l*sezione* γ_{H_2O})	= 32
A	=	area base d'appoggio (m ²)	= 1.32
$\sigma_{t,amm}$	=	capacità portante (N/cm²) - valore medio a sicurezza -	= 10

IL BLOCCO DI ANCORAGGIO RISULTA VERIFICATO

CALCOLO BLOCCO D'ANCORAGGIO - CURVA A 30° DN 160

IPOTESI: coesione = 10 kPa; considerazione peso rinterro e spinta terreno

angolo curva	=	30	0.52 rad
pressione collaudo (bar)	=	15	
DN tubo (mm)	=	160	
Tipo Terreno	=	Unità geotecnica II	
Diametro esterno (mm)	=	0.274	
Sezione tubo (m ²)	=	0.0590	
altezza di rinterro (m)	=	1	
profondità scavo base tubazione (m)	=	1.16	
ν_s	=	coefficiente sicurezza scorrimento blocco	= 1.25
$1/S*[S_p + f(G_b)]$	=	ν_s	= 1.66
S	=	spinta idraulica (N)	= 45783.45
S_p	=	spinta passiva terreno (N)	= 70071.39
$f(G_b)$	=	reazione attrito terreno (N)	= 5731.58
ϕ	=	peso specifico medio del terreno (N/m ³)	= 19000
λ_p	=	coefficiente spinta passiva	= 2.04
H_2	=	profondità piano appoggio blocco (m)	= 2.00
h	=	altezza blocco (m)	= 1.00
$(h-DN)/2$	=	prof piano appoggio blocco - profondità scavo base tubazione	= 0.84
f	=	coefficiente attrito cls-terreno [tg (0.9* ϕ)] [rad]	= 0.32
ϕ	=	angolo attrito interno terreno [rad]	= 0.35
peso specifico cls (kg/m ³)	=	2400	
VOLUME BLOCCO (m ³)	=	0.8	
PESO BLOCCO (t) - G_b	=	1.8	
L	=	base maggiore blocco (m)	= 1.00
h	=	altezza blocco (m)	= 1.00
h_1	=	profondità blocco (m)	= 1.00
L_1	=	base minore blocco (m)	= 0.50

Verifica ribaltamento

y_G (m)	=	baricentro blocco (m)	= 0.444
M_{stab}	=	momento stabilizzante (Nm)	= 7840
K_p	=	coeff equilibrio limite superiore	= 2.04
H_{reaz}	=	altezza reazione terreno (m)	= 0.62
H_{ris}	=	altezza spinta idraulica (m)	= 0.50
$B = (H_{ris} - H_{reaz})$	=	disassamento spinta idraulica - reazione terreno	= -0.12
M_{rib}	=	momento ribaltante (Nm)	= 5556
$M_{stab} > 1,5 M_{rib}$	=	VERIFICA RIBALTAMENTO	= 1.41

Verifica resistenza calcestruzzo (sezione minima di contatto blocco-tubazione)

l	=	lunghezza minima contatto tubo-blocco (m)	= 0.084
S	=	Spinta idraulica (N)	= 45783.45
σ_{cam}	=	resistenza cls a nn completa maturazione (N/cm ²)	= 200
D_e	=	diametro esterno (m)	= 0.274

Verifica resistenza del terreno ($\sigma_t < \sigma_{t,amm}$)

σ_t	=	pressione effettiva sul terreno (N/cm ²)	= 2.4
G_b	=	peso blocco (N)	= 17640
G_t	=	peso tubaz annegata nel blocco (H_p : peso/2 del pezzo)	= 0
G_a	=	peso tronco fluido annegato nel blocco (H_p : l*sezione* γ_{H_2O})	= 16
A	=	area base d'appoggio (m ²)	= 0.75
$\sigma_{t,amm}$	=	capacità portante (N/cm²) - valore medio a sicurezza -	= 10

IL BLOCCO DI ANCORAGGIO RISULTA VERIFICATO

10. Valutazione del potenziale di liquefazione

La valutazione del potenziale di liquefazione dei terreni interessati dalle opere in progetto è stata effettuata con metodi di tipo storico-empirico e semplificato deterministico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la **resistenza disponibile alla liquefazione *CRR*** e la **sollecitazione indotta dal terremoto di progetto *CSR***.

Tali metodi consistono nell'applicazione di correlazioni empiriche tra osservazioni di casi reali di liquefazione (e non liquefazione) effettuate in seguito ai terremoti più forti e recenti (di cui si hanno sistematiche e dettagliate osservazioni e i corrispondenti parametri del terreno misurati con le comuni prove geotecniche in sito (quali il numero di colpi N_{SPT} o la velocità delle onde V_s), che sono in qualche misura rappresentativi della resistenza del terreno alla liquefazione sismica.

In particolare mediante l'approccio deterministico si determina la curva di resistenza alla liquefazione (o curva di stato limite) la quale esprime la resistenza del terreno, in termini di rapporto di tensione ciclica (*CRR*) in funzione del parametro misurato (con le opportune correzioni e normalizzazioni), viene determinata tracciando una curva che discrimina i casi di liquefazione osservati da quelli di non liquefazione, procedendo ad una regressione statistica dei dati che concorrono a determinare la resistenza alla liquefazione *CRR*.

Il verificarsi o meno della liquefazione viene congiuntamente predetto attraverso la determinazione del potenziale di liquefazione calcolando, per ciascuno degli strati investigati, il fattore di sicurezza FS_L , inteso come rapporto tra la resistenza alla liquefazione del terreno *CRR* e la domanda sismica corrispondente al terremoto atteso di progetto *CSR*, entrambe espresse come rapporto di tensione ciclica:

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR}$$

La resistenza alla liquefazione *CRR* può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito di tipo SPT mentre la sollecitazione indotta dall'azione sismica *CSR* è stimata mediante la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

Tale rapporto consente di predire il verificarsi o meno della liquefazione al variare della profondità z , a seconda che il suo valore sia rispettivamente inferiore o superiore a un valore discriminante, che tiene in conto di tutte le incertezze introdotte sia nei parametri utilizzati che nel modello adottato. Con riferimento all'*Eurocodice 8*, alle indicazioni fornite dal *National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER)* ed alla letteratura tecnica in materia, ai fini delle presenti verifiche è stato cautelativamente assunto un valore soglia

minimo di FS_L pari a 1,4 (FS_L Eurocodice 8 = 1,25).

La stima della **resistenza a liquefazione**, espressa come **rapporto di tensione ciclica CRR** viene calcolata, con riferimento a un evento di magnitudo momento di riferimento $M_w = 7.5$, utilizzando la correlazione empirica proposta da *Blake (1997)*, in funzione del parametro $(N_{1,60})_{cs}$, a sua volta funzione del numero di colpi di avanzamento delle prove SPT (N_{spt}):

$$CRR = \frac{0,04844 - 0,004721 (N_{1,60})_{cs} + 0,0006136 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,00001673 [(N_{1,60})_{cs}]^3}{1 - 0,1248 (N_{1,60})_{cs} + 0,009578 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,0003285 [(N_{1,60})_{cs}]^3 + 0,000003714 [(N_{1,60})_{cs}]^4}$$

Dove $(N_{1,60})_{cs}$ può essere valutato con il metodo proposto da *Youd & Idriss (1997)*:

$$(N_{1,60})_{cs} = \alpha + \beta \cdot N_{1,60}$$

In cui $N_{1,60}$ è la normalizzazione dei valori misurati dell'indice N_{spt} (ridotti del 25% per profondità < 3,0 m dal p.c.) ottenuto da prove SPT, rispetto ad una pressione efficace di confinamento di 100 kPa e ad un valore del rapporto tra l'energia di impatto e l'energia teorica di caduta libera pari al 60%:

$$N_{1,60} = C_N \cdot C_E \cdot N_{SPT}$$

$$C_N = \left(\frac{100}{\sigma'_{v0}}\right)^{0,5} \quad C_E = \frac{ER}{60}$$

dove ER è pari al rapporto dell'energia misurato rispetto al valore teorico, espresso in %, e dipende dal tipo di strumento utilizzato:

Attrezzatura	C_E
Safety Hammer	0,7 ÷ 1,2
Donut Hammer (USA)	0,5 ÷ 1,0
Donut Hammer (Giappone)	1,1 ÷ 1,4
Automatico-Trip Hammer	0,8 ÷ 1,4

Tabella 22 – Coefficiente di correzione C_E .

La correzione operata sui valori misurati di N_{spt} tiene, quindi, conto della dipendenza dalle tensioni litostatiche della resistenza alla liquefazione, che, come dimostrato sperimentalmente, cresce al crescere della pressione di confinamento e, quindi, con la profondità, ma non in maniera lineare.

I parametri α e β , invece, di pendono dalla frazione di fine FC (passante al setaccio n. 200 della serie ASTM / apertura 0,074 mm) e possono essere stimati attraverso le equazioni

proposte da *Idriss & Seed (1985-1997)*:

$\alpha = 0$	per $FC \leq 5\%$
$\alpha = \exp[1,76 \cdot -(190 / FC^2)]$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$\alpha = 5$	per $FC > 35\%$
$\beta = 1,0$	per $FC \leq 5\%$
$\beta = [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)]$	per $5\% < FC \leq 35\%$
$\beta = 1,2$	per $FC > 35\%$

Per quanto riguarda la definizione della **domanda sismica**, ovvero dello **sforzo ciclico di taglio CSR**, è stata adottata la formulazione proposta da *Seed & Idriss (1971)* nella sua versione normalizzata rispetto a un evento di magnitudo 7.5 e rispetto alle tensioni litostatiche ($\sigma'_{v0} = 1\text{atm}$), per renderla confrontabile con la resistenza calcolata, utilizzando la seguente espressione:

$$(CSR)_{M_w=7,5} = \frac{0,65 \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \cdot \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \cdot r_d}{MSF \cdot K_\sigma}$$

dove:

- a_{max} è l'accelerazione sismica massima orizzontale attesa al suolo, pari a circa 0,26 g.
- σ'_{v0} e σ_{v0} sono le tensioni litostatiche verticali rispettivamente efficaci e totali;
- r_d è il fattore di riduzione con la profondità;
- MSF il fattore di scala per la magnitudo;
- K_σ il fattore di correzione rispetto alle tensioni litostatiche;
- g è l'accelerazione di gravità.

Il fattore di riduzione, con la profondità, della tensione di taglio massima indotta dal terremoto atteso, r_d , non disponendo di informazioni più specifiche sulle proprietà amplificative dei depositi oggetto di studio, né di dati sufficienti per svolgere analisi di risposta sismica locale, è stato calcolato, come proposto da *Seed & Idriss (1971)* e, quindi, da *Liao & Whitman (1986)*, nel modo seguente:

- $r_d = 1 - 0.00765 z$ (per $z \leq 9.15$ m);
- $r_d = 1.174 - 0.0267 z$ (per $9.15 \text{ m} \leq z \leq 23.0$ m).

Il fattore di scala della magnitudo, MSF, che consente di riferire la domanda sismica ad eventi di magnitudo momento $M_w = 7.5$ è stato determinato in riferimento ai valori proposti da *Ambraseys* nella seguente tabella:

Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)	Ambraseys N. N. (1988)	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5.5	1.43	2.86	2,21
6.0	1.32	2.20	1,77
6.5	1.19	1.69	1,44
7.0	1.08	1.30	1,19
7.5	1.00	1.00	1,00
8.0	0.94	0.67	0,84
8.5	0.89	0.44	0,73

Tabella 23 – Fattore di scala per la magnitudo (MSF) – rif. colonna Ambraseys N. N..

Il fattore di correzione, K_{σ} , utilizzato per rendere indipendente la domanda sismica dall'effetto delle tensioni litostatiche è stato, infine, calcolato in riferimento alle formulazioni proposte dal NCEER, a cui si rimanda.

La curva che si ottiene sul piano $N_{1,60}$ – CSR rappresenta la curva di resistenza alla liquefazione (o curva di stato limite), con riferimento a un evento sismico di attesa magnitudo momento e tensione efficace verticale $\sigma'_{v0} = 1 \text{ atm}$. Tale curva “separa” la liquefazione dalla non liquefazione, ovvero qualora la domanda sismica, corrispondente ad un evento sismico atteso (con prefissato periodo di ritorno T_R), riferita ad un evento di uguale magnitudo ($M_w = 7.5$) e resa indipendente dalle tensioni efficaci verticali ($\sigma'_{v0} = 1 \text{ atm}$), risulti superiore o inferiore alla resistenza corrispondente al valore misurato e normalizzato del numero di colpi di avanzamento penetrometrico, si ha liquefazione o non liquefazione ovvero il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione FS_L , il quale sarà minore o maggiore del coefficiente di sicurezza limite assunto:

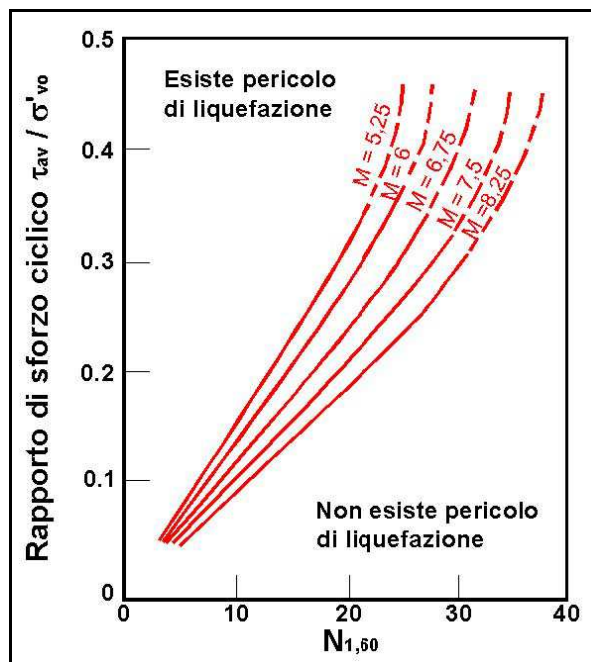


Figura 38 – Curve di correlazione tra $N_{1,60}$ e CSR.

L'indice del potenziale di liquefazione, LPI, è stato introdotto da *Iwasaki et al. (1982)*, allo scopo di fornire una misura integrale degli effetti della liquefazione per una singola verticale (per i quali sono disponibili al variare della profondità z i valori del fattore di sicurezza FS_L) e può essere così calcolato:

$$LPI = \int_{z_{cr}}^0 F(z) \cdot W(z) dz$$

dove z_{cr} è la profondità critica entro la quale si ritengono significativi gli effetti della liquefazione e $W(z)$ è una funzione di pesi, linearmente decrescente con la profondità, che tiene conto della profondità dello strato liquefacibile, attribuendo peso maggiore agli strati più superficiali ed è data da: $W(z) = 10 - (1/2 z)$.

La funzione $F(z)$ esprime il potenziale di liquefazione per ciascun strato e viene calcolata in funzione del fattore di sicurezza precedentemente determinato. Considerato che il valore discriminante assunto è maggiore di 1, è stato necessario modificare l'espressione di $F(z)$ adottando la forma funzionale proposta da *Sonmez (2003)*, la quale propone un raccordo ragionevole con quella tradizionalmente utilizzata (*Iwasaki et al., 1982*) e tiene conto, allo stesso tempo, del valore discriminante più cautelativo considerato per un fattore di sicurezza ($FS_L = 1.4$):

Una volta calcolato il valore dell'indice del potenziale di liquefazione per la verticale considerata, è possibile associare al sito corrispondente una classe di pericolosità, secondo la classificazione pro-posta da *Sonmez (2003)* e riproposta nella tabella seguente.

Indice del potenziale di liquefazione, LPI	Pericolosità di liquefazione
LPI = 0	Nulla
0 < LPI 2	Bassa
2 < LPI 5	Moderata
5 < LPI 15	Alta
LPI > 15	Molto alta

Tabella 24 – Classi di pericolosità LPI secondo *Sonmez (2003)*.

Dal punto di vista storico-critico, vengono nel seguito riportati: l'elenco dei principali terremoti storici con la **carta con la distribuzione della sismicità storica** in Sicilia degli ultimi 1000 anni e l'estratto della **cartografia storica delle aree suscettibili di liquefazione** redatto, su scala nazionale, da *ISMES (1991)*, dal quale si può ricavare che l'area di intervento può risultare, almeno in parte, potenzialmente soggetta a fenomeni di liquefazione.

Data	Area epicentrale	I_{MAX}	M_W
1125 06 07	Siracusa	8-9	5.8
1169 02 04	Sicilia orientale	10	6.4
1172 09 26	Messina	8	5.6
1542 12 10	Siracusano	10	6.8
1613 08 25	Naso (ME)	9	5.6
1624 10 03	Mineo (CT)	9	5.6
1693 01 09	Val di Noto	8-9	6.2
1693 01 11	Sicilia orientale	11	7.4
1698 01 01	Vizzini (CT)	7-8	5.9
1726 09 01	Palermo	8-9	5.6
1783 02 05	Calabria	11	7.0
1786 03 10	Sicilia nord-orientale	9	6.1
1818 02 20	Catanese	9-10	6.2
1823 03 05	Sicilia settentrionale	8-9	6.5
1894 11 16	Calabria meridionale	9	6.1
1908 12 28	Calabria meridionale-Messina	11	7.1
1968 01 15	Valle del Belice	10	6.3
1978 04 15	Golfo di Patti	8	6.1
1990 12 13	Sicilia sud-orientale	7-8	5.6
2002 09 06	Palermo	6	5.9

Principali terremoti storici che hanno prodotto danni in Sicilia (fonte: CPTI11). I_{MAX} è l'intensità massima osservata (scala MCS) e M_W è la magnitudo stimata.

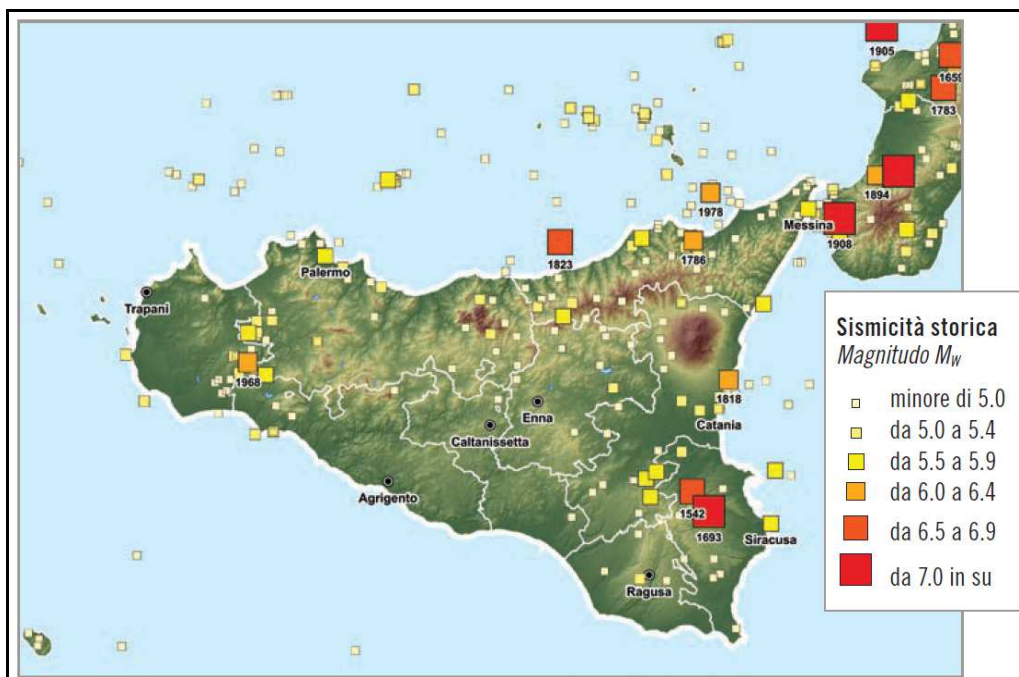


Figura 39 – Magnitudo storiche in Sicilia negli ultimi 1000 anni.

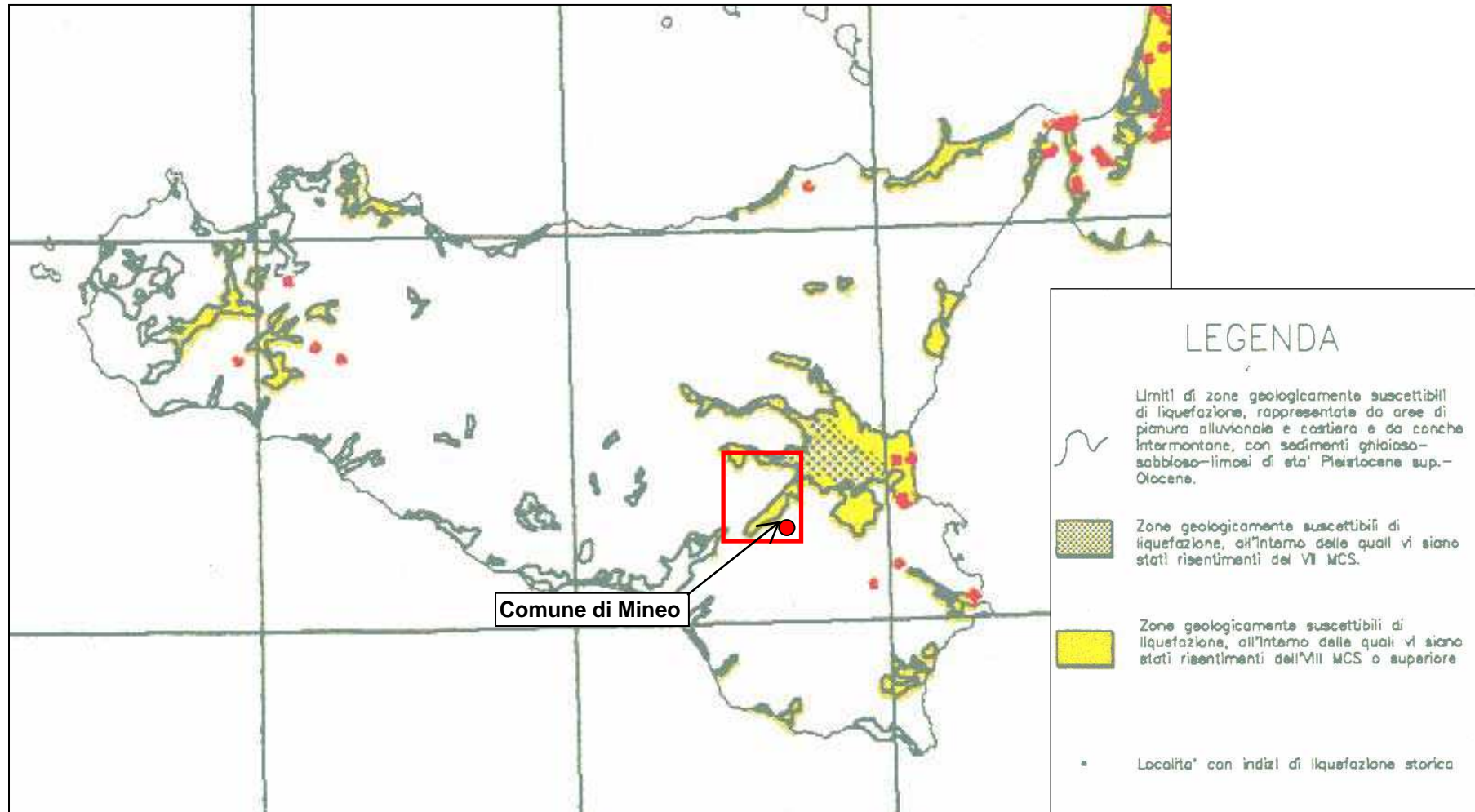


Figura 40 – Cartografia storica delle aree suscettibili di liquefazione – estratto regione Sicilia (ISMES – 1991).

Si riportano, quindi, i **parametri assunti nelle pertinenti verifiche semplificate**, eseguite con riferimento ai risultati delle prove geotecniche e ai principali strati di terreno interessati dalle opere di fondazione in progetto, adottando le formulazioni precedentemente descritte.

CB7 - CALTAGIRONE - RIEPILOGO SONDAGGI GEOTECNICI MAGGIO 2017

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE - UNITA' GEOTECNICA II					
Sondaggio	Prova	Profondità max [m]	Intervallo valore [m]	Nspt	Descrizione
P1	DIN 1	3.7	1.60-3.40	12	Argille limo-sabbiose
P2	DIN 2	4.2	1.40-3.60	12	Argille limo-sabbiose
P3	DIN 3	2.3	0.50-2.20	18	Limi sabbiosi e sabbie
P4	DIN 4	1.8	0.40-1.50	14	Limi sabbiosi e sabbie
P5	DIN 5	4.8	0.60-2.20	5	Limi sabbiosi
P5	DIN 5	4.8	2.20-4.80	15	Argille limo-sabbiose
P6	DIN 6	3.4	0.50-3.10	10	Limi sabbiosi
P6	DIN 6	3.4	3.10-3.40	38	Argille sabbiose con ghiaia
P7	DIN 7	2.7	0.30-2.60	9	Limi sabbiosi
P7	DIN 7	2.7	2.60-2.70	46	Argille sabbiose con ghiaia
P8	DIN 8	1.6	0.40-1.60	14	Limi sabbiosi e ghiaie
Valori medi				17.5	Argille limo-sabbiose

Elaborazione statistica dei dati omogenei

Parametro	M	min	max	1/2(M+min)	s	M-s	VCA
Nspt	17.5	5.0	46.0	11.3	12.68	4.9	10

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE - UNITA' GEOTECNICA III					
Sondaggio	Prova	Profondità max [m]	Intervallo valore [m]	Nspt	Descrizione
P1	DIN 1	3.7	3.40-3.70	41	Ghiaie e sabbie addensate
P2	DIN 2	4.2	3.60-4.20	29	Ghiaie e sabbie addensate
P3	DIN 3	2.3	2.20-2.30	46	Ghiaie e sabbie addensate
P4	DIN 4	1.8	1.50-1.80	23	Ghiaie e sabbie addensate
Valori medi				34.8	Ghiaie e sabbie addensate

Elaborazione statistica dei dati omogenei


Parametro	M	min	max	1/2(M+min)	s	M-s	VCA
Nspt	34.8	23.0	46.0	28.9	10.59	24.2	30


Tabella 25 – Elaborazione statistica dei valori N_{spt} delle prove penetrometriche dinamiche (SPT).


In riferimento a quanto sopra riportato e ai sondaggi effettuati in sito sono stati, quindi, considerati i seguenti strati di terreno e parametri di calcolo:


- Unità geotecnica II (p. 2,0 m): $N_{spt} \cong 10$; percentuale minima di fine $\cong 30\%$.
- Unità geotecnica III (p. 4,0 m): $N_{spt} \cong 30$; percentuale minima di fine $\cong 10\%$.
- Categoria stratigrafica sottosuolo: tipo C (S_s per $M > 5,5 = 1,15$).
- P.G.A.: $\cong 0,226 \text{ g} \times 1,15 \cong 0,26 \text{ g}$.
- Magnitudo: 7.0 (cautelativa).
- Profondità falda: 3,0 m da p.c. (cautelativa).

Le verifiche sono state condotte con l'ausilio del codice di calcolo *LiqIT versione 4.7*, distribuito da *Geologismiki*. Nel seguito si riportano i parametri di calcolo e i risultati ottenuti:

 Input data definition

 General parameters

 SPT calculation parameters

 Calculation results

General parameters for liquefaction evaluation

Earthquake & G.W.T. parameters

P.G.A. (g)

Moment magnitude

G.W.T. during test (m)

Magnitude scaling factors from...

NCEER recommended

Andrus & Stoke

Idriss

Stress reduction factor (rd) according to...

Liao & Whitman

Blake

Idriss & Goleosorkhi

Ksigma according to...

NCEER recommended

Youd & Idriss

Boulanger & Idriss

General parameters for liquefaction calculation

User defined F.S.


Test data above G.W.T.


G.W.T. during earthquake (m)


Limit analysis depth at (m)


Solve for a reinforced system

Assumed not susceptible to liquefaction if Ic greater than

 Input data definition

 General parameters

 SPT calculation parameters

 Calculation results

SPT calculation parameters

Calculation method

Eurocode 8

NCEER (1997)

Deterministic Seed (2004)

Boulanger & Idriss (2004)

Probabilistic Seed (2004)

Probabilistic Liao et al. (1988)

Fines correction method

None

Idriss & Seed

Stark & Olsen

Robertson & Wride

Boulanger & Idriss

Subsoil classification

Subsoil class A

Subsoil class B

Subsoil class C

SPT correction factors

Depth correction factor (Cn)

Hammer Energy ratio (Ce) auto

Borehole diameter (Cb)

Rod length above free surface Seed et al.

Sampling method (Cs)

Round corrected SPT results

None Up Down

:: Field input data ::

Point ID	Depth (m)	Field N_{SPT} (blows/30 cm)	Unit weight (kN/m^3)	Fines content (%)
1	2.00	8.00	19.70	30.00
2	4.00	30.00	20.70	10.00

Depth : Depth from free surface, at which SPT was performed (m)
 Field SPT : SPT blows measured at field (blows/30 cm)
 Unit weight : Bulk unit weight of soil at test depth (kN/m^3)
 Fines content : Percentage of fines in soil (%)

:: Cyclic Stress Ratio calculation (CSR fully adjusted and normalized) ::

Point ID	Depth (m)	Sigma (kPa)	u (kPa)	Sigma' (kPa)	r_d	CSR	MSF	$CSR_{eq,M=7.5}$	K_{sigma}	CSR*
1	2.00	39.40	0.00	39.40	1.00	0.15	1.30	0.12	1.00	0.12
2	4.00	80.80	9.81	70.99	1.00	0.17	1.30	0.13	1.00	0.13

Depth : Depth from free surface, at which SPT was performed (m)
 Sigma : Total overburden pressure at test point, during earthquake (kPa)
 u : Water pressure at test point, during earthquake (kPa)
 Sigma' : Effective overburden pressure, during earthquake (kPa)
 r_d : Nonlinear shear mass factor
 CSR : Cyclic Stress Ratio
 MSF : Magnitude Scaling Factor
 $CSR_{eq,M=7.5}$: CSR adjusted for M=7.5
 K_{sigma} : Effective overburden stress factor
 CSR* : CSR fully adjusted

:: Cyclic Resistance Ratio calculation $CRR_{7.5}$::

Point ID	Field SPT	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	$N_{1(60)}$	DeltaN	$N_{1(60)cs}$	$CRR_{7.5}$
1	8.00	1.59	0.80	1.00	1.00	1.00	10.20	6.28	16.48	0.18
2	30.00	1.19	0.80	1.00	1.00	1.00	28.48	1.49	29.97	0.48

C_1 : Overburden correction factor
 C_2 : Energy correction factor
 C_3 : Borehole diameter correction factor
 C_4 : Rod length correction factor
 C_5 : Liner correction factor
 $N_{1(60)}$: Corrected N_{SPT}
 DeltaN : Addition to corrected N_{SPT} value due to the presence of fines
 $N_{1(60)cs}$: Corrected $N_{1(60)}$ value for fines
 $CRR_{7.5}$: Cyclic resistance ratio for M=7.5

:: Settlements calculation for saturated sands ::

Point ID	$N_{1(60)}$	N_1	FS_L	e_v (%)	Settle. (cm)
1	16.48	13.73	1.53	0.08	0.00
2	29.97	24.97	3.60	0.00	0.00

Total settlement : 0.00

$N_{1(60)}$: Stress normalized and corrected SPT blow count
 N_1 : Japanese equivalent corrected value
 FS_L : Calculated factor of safety
 e_v : Post-liquefaction volumetric strain (%)
 Settle. : Calculated settlement (cm)

:: Liquefaction potential according to Iwasaki ::

Point ID	F	w_L	I_L
1	0.00	9.00	0.00
2	0.00	8.00	0.00

Overall potential I_L : 0.00

$I_L = 0.00$ - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5 - Liquefaction not probable
 I_L between 5 and 15 - Liquefaction probable
 $I_L > 15$ - Liquefaction certain

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

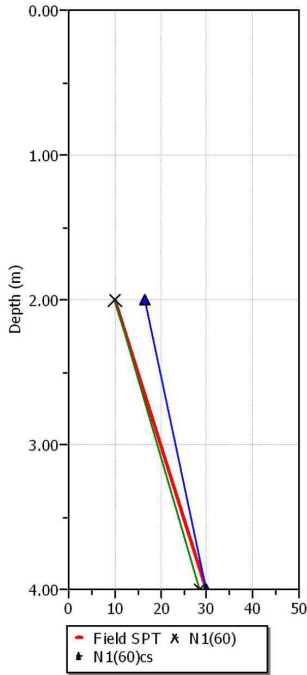
Project title :

Project subtitle :

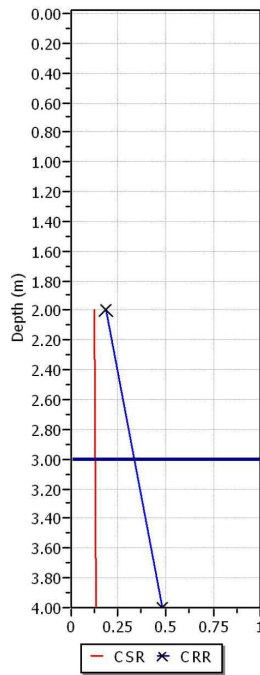
Input parameters and analysis data

In-situ data type:	Standard Penetration Test	Depth to water table:	3.00 m
Analysis type:	Deterministic	Earthquake magnitude M_w :	7.00
Analysis method:	Eurocode 8	Peak ground acceleration:	0.26 g
Fines correction method:	Idriss & Seed	User defined F.S.:	1.00

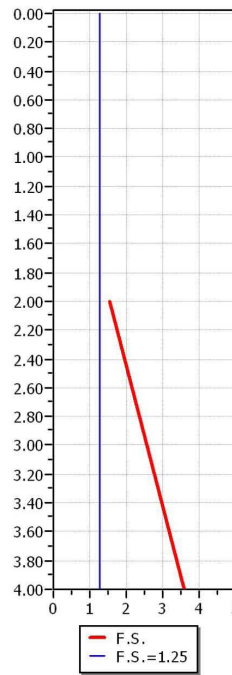
SPT data graph



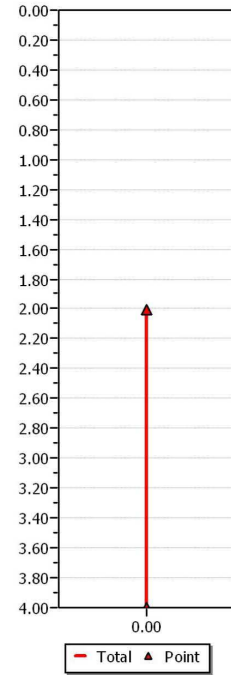
Shear stress ratio



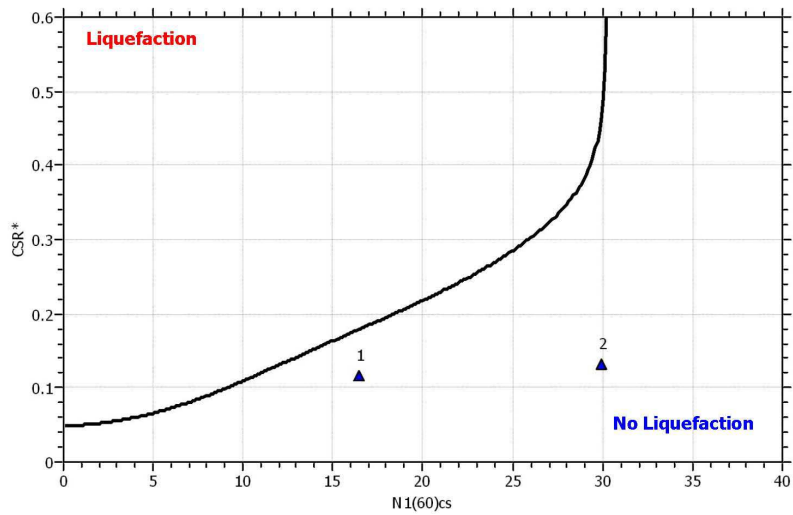
Factor of safety



Settlements (cm)



$M_w=7^{1/2}$, $\sigma'_v=1$ atm base curve



In relazione ai risultati ottenuti si può concludere che gli strati di terreno interessati dalle opere in progetto risultano caratterizzati da una **bassa probabilità di liquefazione**, ancorché ricompresi in una zona geografica in parte potenzialmente suscettibile, con coefficienti di sicurezza $FS_L > 1,4$.

Il potenziale di liquefazione maggiore, ovvero il maggior rischio di liquefazione, si determina in corrispondenza dell'unità geotecnica II, il cui coefficiente di sicurezza risulta di poco superiore al valore limite assunto di 1,4 ($FS_L \cong 1,5$). In tal senso al fine di incrementare, cautelativamente, il margine di sicurezza e renderlo sufficiente anche nei confronti dei possibili fenomeni di liquefazione potenzialmente interessabili lo strato di terreno più superficiale per un periodo temporale riferibile all'intera vita utile delle opere, sono stati progettualmente previsti i seguenti accorgimenti tecnico-operativi (si veda anche il successivo *capitolo 11*):

- realizzazione, per tutte le fondazioni dei manufatti in progetto, di bonifica preliminare dello strato di terreno di sottofondazione, a matrice prevalentemente limo-sabbiosa e argillosa, mediante la rimozione del terreno esistente e la stesa di uno strato in misto naturale o spaccato di cava di spessore finito minimo pari a 50/60 cm, compattato meccanicamente, oltre al successivo strato di magrone di sottofondazione.
- esecuzione di fondazioni a platea con sezione di sufficiente altezza ed adeguata superficie in pianta in modo tale da garantire una buona rigidità globale, un'ottimale ripartizione delle sollecitazioni ed un'efficace omogenizzazione dei cedimenti differenziali attesi;
- aggiunta di micropali di fondazione in corrispondenza delle fondazioni dei principali manufatti di regolazione idraulica ai nodi Ogliastro, Margherito e Caltagirone, con l'obiettivo sia di omogenizzare i cedimenti differenziali tra le porzioni di manufatto a supporto delle apparecchiature elettromeccaniche in progetto sia di limitare i possibili assestamenti dovuti ad eventuali eventi sismici con annessi fenomeni di liquefazione del terreno.

11. Considerazioni e prescrizioni tecnico-operative

A seguito delle considerazioni di natura geolitologica e morfologica riportate nelle *Relazione geologica* di progetto e relative ad interventi pregressi limitrofi al sito, nonché alle valutazioni geotecniche condotte e descritte nella presente relazione, si possono fornire le seguenti considerazioni e prescrizioni di natura tecnica ed operativa, alle quali riferirsi durante l'esecuzione dei lavori:

- L'intervento in progetto prevede l'esecuzione di strutture in c.c.a. prevalentemente interrato e di alcuni locali tecnici ad un piano fuori terra per i quali sono necessari scavi aventi profondità variabile da circa 1,0 m a circa 5,0 m.
- La modellazione geotecnica finalizzata alla progettazione esecutiva delle opere ha fatto riferimento ai parametri geotecnici del terreno riportati al *paragrafo 5.1* della presente relazione, ovvero ai risultati delle indagini in sito integrative effettuate nel mese di maggio 2017, allegate al presente progetto.
- Non sono state individuate particolari situazioni di rischio dovute alla presenza di zone potenzialmente instabili o soggette a cedimenti localizzati, trattandosi di terreno di riporto / coltivo per la parte più superficiale e a matrice prevalentemente sabbiosa-ghiaiosa o limo-argillosa dal metro di profondità circa in poi, sino a circa 5,0 m di profondità, ad incontrare il substrato argilloso. In ogni caso durante l'esecuzione dei lavori occorrerà valutare l'eventuale presenza di localizzate situazioni di rischio per le maestranze ed adottare tutte le misure necessarie alla sicurezza dell'area di cantiere.
- Al fine di garantire la sicurezza delle maestranze occorrerà eseguire i lavori lontano dai periodi piovosi caratterizzati da precipitazioni meteoriche intense e/o eventi improvvisi, che possano innescare cedimenti e/o scivolamenti dei fronti scavo. In fase di esecuzione delle opere si dovrà, pertanto, porre la massima attenzione alla stabilità dei fronti di scavo evitando di intervenire con scavi aperti nei periodi piovosi e adottando tutte le cautele per il loro sostegno. Si evidenzia a tal proposito, che durante le varie fasi di scavo per la posa delle condotte o per la realizzazione dei manufatti a maggiore profondità (dell'ordine di 3,5 / 5,0 m dal p.c.) e/o in corrispondenza di corsi d'acqua o punti localizzati di soggiacenza di falda freatica o di accumulo idrico, dovrà essere previsto l'opportuno drenaggio e aggettamento provvisorio delle acque di falda e/o di pioggia e/o di colatura mediante un adeguato sistema di pompaggio.
- Si evidenzia, inoltre, che, per eventuali scavi in trincea a fronte semi-verticale, di

altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza, anche temporanea, di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti o infrastrutture esistenti, in dipendenza da situazioni a valenza locale, in fase di cantierizzazione ed esecuzione delle opere, potranno essere impartite da parte della Direzione Lavori e dal Coordinatore per la Sicurezza in Esecuzione, ove ritenuto necessario, prescrizioni particolari circa eventuali ulteriori accorgimenti da adottare per la risoluzione di situazioni di dettaglio, anche con riferimento alle effettive condizioni del terreno in sito al momento dei lavori, quali il ricorso a sagomatura e/o alla diminuzione dell'inclinazione delle pareti di scavo oppure all'armatura e/o puntellamenti provvisori di sostegno delle stesse, aventi adeguata estensione sia in altezza che in lunghezza, sulla base anche di quanto previsto tra gli apprestamenti e gli oneri specifici per la sicurezza integrati nel PSC ai sensi del D.Lgs. 81/2008 e ss.mm.ii..

- Contestualmente alla realizzazione delle fondazioni dei principali edifici di regolazione idraulica, dei pozzetti di testata degli attraversamenti stradali e delle cabine di presa, si dovrà preventivamente provvedere alla bonifica del terreno di fondazione con lo sbancamento preventivo di circa 60/70 cm misurati dal piano di imposta delle fondazioni (= quota inferiore alla base delle fondazioni / piano magrone), alla compattazione preliminare del piano sbancato con mezzo meccanico e, quindi, alla successiva realizzazione di uno strato di sottofondo in misto naturale di fiume o di cava o misto granulare stabilizzato adeguatamente compattato e costipato con mezzo meccanico, avente uno spessore finito di circa 50/60 cm. Dovrà, quindi, essere realizzato lo strato di magrone di sottofondazione il quale dovrà avere uno spessore non inferiore a 10 cm.
- La compattatura e la costipazione del piano di sottofondazione in misto naturale dovrà essere eseguita omogeneamente su tutta la superficie sottostante le fondazioni, in modo tale da raggiungere valori di modulo di compressibilità uniformi ed omogenei. Tale accorgimento operativo consentirà di ottenere un sensibile miglioramento delle proprietà geomeccaniche dello strato superficiale del terreno e soprattutto un'omogenizzazione delle caratteristiche di portanza e di modulo di elasticità dello strato di terreno direttamente interessato dalle opere di fondazione.