



PROVINCIA DI POTENZA

INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO
DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELL'I.I.S.
"DE SARLO" DI LAGONEGRO
VIA SANT'ANTUONO
CODICE EDIFICIO 760390475

CUP: H62C21000410001



PROGETTO ESECUTIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Arch. Manuela CORINGRATO (Capogruppo)

S. & S. ENGINEERING Srls

Geom. Domenico Franco GIOIA

Geol. Mario CHIORAZZO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Funzionario Ing. Tiziana CAPPA

ELABORATO:		Tav. N.
Relazione geotecnica e sulle fondazioni (Revisione)		S.3
Data:	Novembre 2022	Scala:

RTP: Cap. Arch. Manuela CORINGRATO - S. & S. Engineering srls - Geom. Domenico Franco GIOIA - Geol. Mario Chiorazzo

Sommario

1.	Riferimenti normativi	4
2.	Descrizione generale delle opere geotecniche	5
2.1.	Intervento di rinforzo eseguito nel 1996.....	5
2.2.	Intervento proposto in sede progettuale.....	7
3.	Sicurezza e prestazioni attese	9
3.1.	Documentazione di riferimento finalizzata al rispetto della sicurezza.....	10
4.	Caratterizzazione del sistema terreno-fondazione	11
4.1.	Generalità.....	11
4.2.	Modellazione geologica del sito	11
4.3.	Caratterizzazione geofisica e modellazione geotecnica del sottosuolo	12
4.4.	Definizione dell'azione sismica di progetto	16
5.	Metodo di analisi e procedura di verifica: opere di fondazione	24
5.1.	Premessa	24
5.2.	Azioni	24
5.3.	SLU di tipo geotecnico: metodologia applicativa	25
5.3.1.	Valutazione del carico limite verticale di fondazioni superficiali.....	26
5.3.2.	Valutazione del carico limite orizzontale di fondazioni superficiali.....	29
5.4.	SLU e SLE di tipo strutturale	30
6.	Verifiche di sicurezza del sistema di fondazione	31
6.1.	Premessa	31
6.2.	Verifica [GEO] Stato limite SLC	33
6.2.1.	Controllo della stabilità del nuovo sistema di fondazione mediante analisi statiche non lineari	34

6.2.2.	Valutazione del fattore di sicurezza per capacità portante	37
6.3.	Verifica [STR] Stato limite SLC	39
6.3.1.	Elementi di nuova realizzazione.....	39
6.3.2.	Dettagli costruttivi plinto a bicchiere	48

Indice delle figure

FIGURA 2.1 – STATO DI FATTO: STRALCIO DELLA PIANTA DI FONDAZIONE DEL BLOCCO B	5
FIGURA 2.2 – STATO DI FATTO: STRALCIO DELLA PIANTA DI FONDAZIONE DEL BLOCCO A	6
FIGURA 2.3 – ALCUNE IMMAGINI CHE MOSTRANO L’INTERVENTO DI RINFORZO IN FONDAZIONE.....	6
FIGURA 2.4 – STRALCIO DELLA PIANTA FONDAZIONI ESOSCHELETRI, CON INDICAZIONE DELLE QUOTE SIG	8
FIGURA 4.1 – STRALCIO PLANIMETRICO CAMPAGNA DI INDAGINE GEOFISICA ESEGUITA NEL 2009 PER	13
FIGURA 4.2 – STRALCIO PLANIMETRICO CON INDICAZIONE CAMPAGNA INDAGINE GEOGNOSTICA ESEGUI....	13
FIGURA 4.3 – STRALCIO SEZIONE STRATIGRAFICA TRA I SONDAGGI S3 E S4 RICOSTRUITA A SEGUITO DELL..	14
FIGURA 4.4 – STRALCIO SEZIONE STRATIGRAFICA TRA I SONDAGGI S3 E S6 RICOSTRUITA A SEGUITO DELLE	15
FIGURA 4.5 – UBICAZIONE OPERA OGGETTO DI STUDIO DI FATTIBILITÀ.....	19
FIGURA 4.6 – SINTESI DELLE GEOFISICHE ESEGUITE IN SITO: RISULTATI DELLA SISMICA IN FORO DOWN-	20
FIGURA 4.7 - INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO	20
FIGURA 4.8 - SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE	21
FIGURA 4.9 - DETERMINAZIONE DELL’AZIONE DI PROGETTO	21
FIGURA 4.10 – STRALCIO DELLA PLANIMETRIA A CURVE DI LIVELLO CON VALUTAZIONE DELLA PENDENZ ..	22
FIGURA 4.11 – SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI ALLO STATO LIMITE SLV DELLE COMPONENTI VERTICALI	23
FIGURA 4.12 – SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI ALLO STATO LIMITE SLC: CONFRONTO TRA SMORZAMENTI ...	23
FIGURA 6.1 – INSERIMENTO SISTEMA DI FONDAZIONE NEL MODELLO FEM DEL BLOCCO A: VISTE IN PIANT ...	32
FIGURA 6.2 – INSERIMENTO SISTEMA DI FONDAZIONE NEL MODELLO FEM DEL BLOCCO B: VISTA IN PIANTA	32
FIGURA 6.3 BLOCCO A: AZIONI NODALI INSTABILIZZANTI TRASMESSA DAI DISSIPATORI AGLI ESOSCHE	33
FIGURA 6.4 BLOCCO B: AZIONI NODALI INSTABILIZZANTI TRASMESSA DAI DISSIPATORI AGLI ESOSCHELE....	34
FIGURA 6.5 – BLOCCO A: COLORMAP SPOSTAMENTI VERTICALI DERIVANTE DA ANALISI STATICA NON	35
FIGURA 6.6 – BLOCCO B: COLORMAP SPOSTAMENTI VERTICALI DERIVANTE DA ANALISI STATICA NON L.....	35
FIGURA 6.7 – BLOCCO A: COLORMAP “SOIL PRESSURE” DERIVANTE DA ANALISI STATICA NON LINEARE	36
FIGURA 6.8 – BLOCCO B: COLORMAP “SOIL PRESSURE” DERIVANTE DA ANALISI STATICA NON LINEAR.....	36
FIGURA 6.9 – BLOCCO A: COLORMAP “SOIL PRESSURE” PER INVILUPPO COMBINAZIONI ANALISI LINEARE....	37
FIGURA 6.10 – BLOCCO B: COLORMAP “SOIL PRESSURE” PER INVILUPPO COMBINAZIONI ANALISI LINEAR	38
FIGURA 6.11 – BLOCCO B: DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE – TRAVI DI FONDAZIONE	40
FIGURA 6.12 – BLOCCO B: DIAGRAMMA DEL TAGLIO – TRAVI DI FONDAZIONE.....	40
FIGURA 6.13 – VALUTAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE “POSITIVO” DELLA TRAVE ROVESCIA DI NUO	41
FIGURA 6.14 – – VALUTAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE “NEGATIVO” DELLA TRAVE ROVESCIA DI	41
FIGURA 6.11 – BLOCCO A: DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE – TRAVI DI FONDAZIONE	44
FIGURA 6.12 – BLOCCO A: DIAGRAMMA DEL TAGLIO – TRAVI DI FONDAZIONE.....	44
FIGURA 6.12 – SCHEMA UNIONE TUBOLARE IN ACCIAIO-PLINTO A BICCHIERE, CON INDICAZIONE AZIONE ...	48
FIGURA 6.12 – DETTAGLIO DISTINTA ARMATURA PLINTO A BICCHIERE CON INDICAZIONE DELLE AZIONI	50

1. Riferimenti normativi

La normativa a cui si fa riferimento nelle fasi di progettazione esecutiva finalizzata agli aspetti geotecnici, è la seguente:

- **D.M. 17.01.2018:** *aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”*;
- **Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti n. 7 del 21 gennaio 2019:**
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- **EN 1997-1**, Eurocodice 7: Progettazione Geotecnica – Parte 1;
- **ETAG 001 Edition 1997 – Annex C:** *“Design Methods for Anchorages”. Guideline for european technical approval of metal anchors for use in concrete.*

2. Descrizione generale delle opere geotecniche

La presente relazione tratta il dimensionamento e le verifiche strutturali / geotecniche del sistema terreno – fondazione delle opere di nuova costruzione, nonché il controllo degli aspetti geotecnici delle opere esistenti, nell’ambito dei lavori di “*Adeguamento sismico dell’edificio scolastico sede dell’I.S.S. De Sarlo di Lagonegro.*”

Di seguito si riporta una descrizione sintetica degli interventi che hanno interessato il sistema terreno–fondazione, facendo riferimento sia al precedente intervento eseguito nel 1996 a cura dell’ing. Giuseppe Rossi sia agli interventi previsti in questa fase progettuale.

2.1. Intervento di rinforzo eseguito nel 1996

Come già indicato nella relazione di calcolo, il sistema di fondazione superficiale, originariamente caratterizzato da travi rovesce solo nel senso longitudinale di dimensioni massime 120×130 cm, nel 1996 ha subito un sensibile intervento di rinforzo probabilmente per le scadenti caratteristiche geotecniche scaturite a seguito di un’approfondita campagna geognostica. L’intervento è consistito nella realizzazione di una platea in c.a. alta 40 cm collegata alle travi longitudinali appena descritte e contestuale realizzazione di travi trasversali a sezione rettangolare di dimensioni 40×80 cm; in aggiunta si è eseguito un ringrosso in corrispondenza delle intersezioni a mo’ di plinto, secondo quanto rappresentato in FIGURA 2.1 e FIGURA 2.2 rispettivamente per il blocco B ed il blocco A).

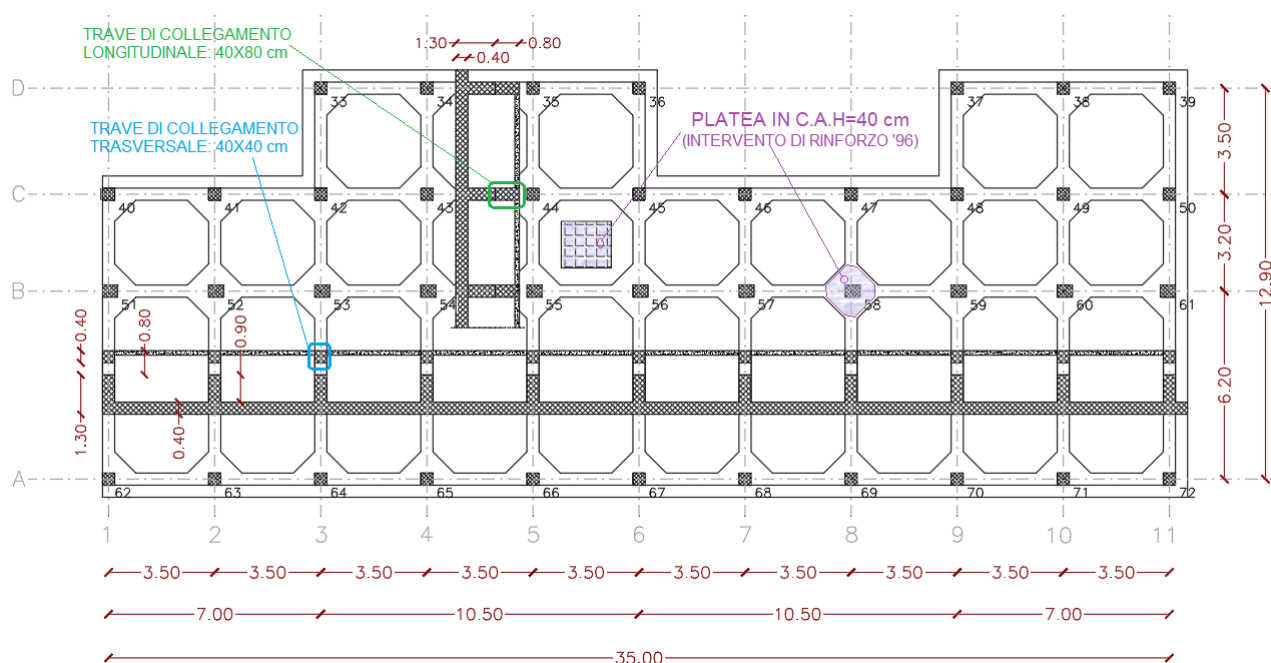


FIGURA 2.1 – STATO DI FATTO: STRALCIO DELLA PIANTA DI FONDAZIONE DEL BLOCCO B

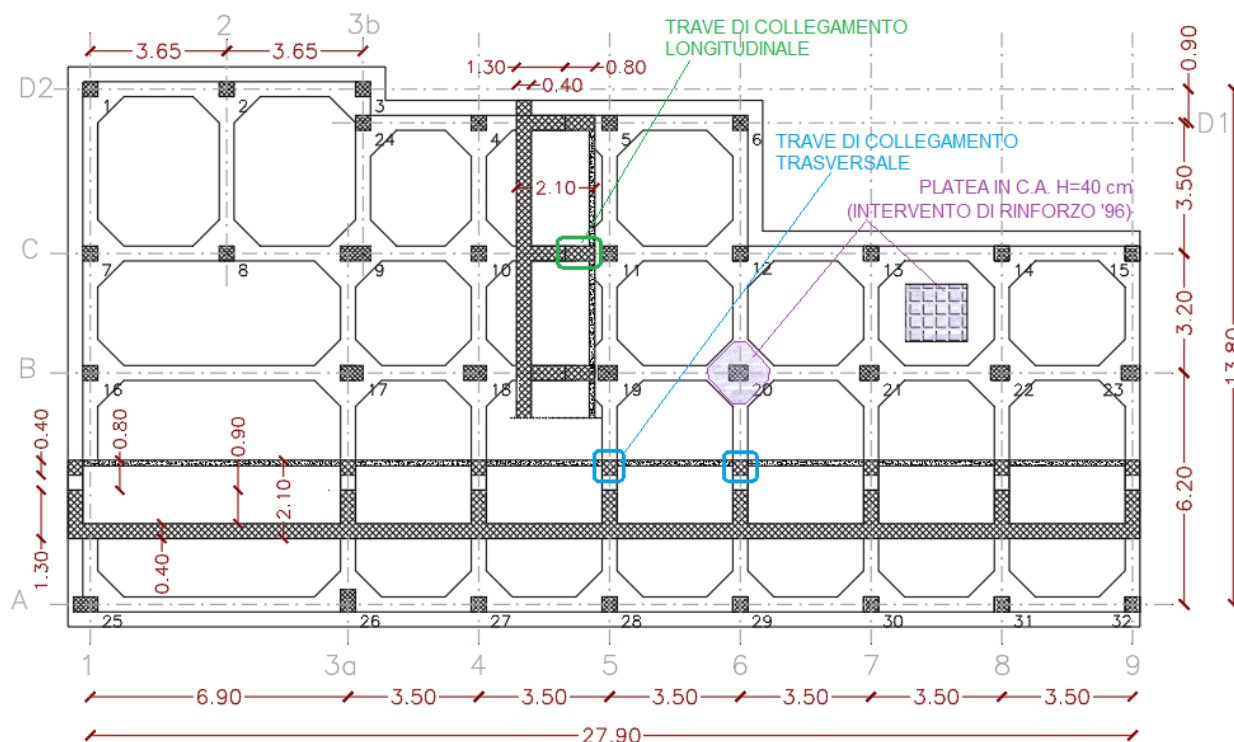


FIGURA 2.2 – STATO DI FATTO: STRALCIO DELLA PIANTA DI FONDAZIONE DEL BLOCCO A

Ne scaturisce in definitiva un nuovo sistema di fondazione, costituito da una platea nervata armata con doppia maglia $\phi 12/20$ cm, avente un affondamento rispetto al piano campagna di 2.10 m. Si riporta, a titolo chiarificatore, due foto scattate durante la realizzazione dei lavori di rinforzo del 1996, dove si intravede la platea già realizzata e la casseratura delle nuove travi trasversali e dei plinti in corrispondenza delle intersezioni; sempre nelle immagini di FIGURA 2.3, appare chiaro il graticcio di travi di collegamento posto in sommità al sistema di fondazione e discusso nella relazione di calcolo, da cui si alzano i pilastri di elevazione che pertanto presentano altezza di interpiano ridotta.



FIGURA 2.3 – ALCUNE IMMAGINI CHE MOSTRANO L'INTERVENTO DI RINFORZO IN FONDAZIONE

2.2. *Intervento proposto in sede progettuale*

Dall'esamina dei modelli di calcolo appare chiaro che non necessitano ulteriori interventi sul sistema di fondazione esistente descritto al paragrafo precedente in quanto le analisi hanno mostrato la verifica dei requisiti prestazionali allo stato limite SLU. D'altronde un tale tipo di risultato ce lo si aspettava per due ordini di motivi:

- i. l'intervento significativo di rinforzo eseguito nel 1996 dall'ing. Giuseppe Rossi, che ha "trasformato" di fatto un sistema di fondazione superficiale a travi rovesce a sostegno dei soli telai longitudinali, in un sistema di platea nervata in entrambe le direzioni principali;
- ii. l'intervento progettuale proposto con sistema di dissipazione in grado di ottenere una riduzione significativa delle accelerazioni inerziali in ingresso, quindi delle sollecitazioni gravanti sul sistema fondale.

Per quanto riguarda le opere a sostegno degli esoscheletri in carpenteria metallica, a causa delle caratteristiche meccaniche scadenti del terreno superficiale e delle azioni importanti trasmesse dagli esoscheletri al sottosuolo, si è ritenuto necessario prevedere un sistema di travi rovesce con dimensioni massime 220×200 cm, suola alta 80 cm ed anima larga altrettanto, collegate trasversalmente da travi di fondazione a sezione rettangolare 90×80 cm. Tali travi vengono collegate da un lato alla struttura esistente in modo da evitare fenomeni di "sollevamento", dall'altro proseguono di 1.80 m rispetto all'asse della colonna di appoggio onde ridurre i valori massimi del carico sul suolo. Nei lati Est e Nord, dove è presente la fondazione del muro di sostegno esistente molto più superficiale, non è possibile adottare lo schema appena descritto in quanto la trave deve arrestarsi in corrispondenza dell'asse della colonna sovrastante; necessita quindi realizzare una platea avente la stessa altezza dell'ala della trave rovescia, pari a 80 cm, anch'essa collegata alla platea esistente attraverso barre di armatura inghisate in appositi fori. Quanto appena indicato trova un maggiore chiarimento nella pianta fondazione schematizzata in FIGURA 2.4, dove la platea è indicata con un'apposita campitura, ed appare chiara la presenza di un plinto a bicchiere per il collegamento della colonna di base. A tale proposito, la soluzione progettuale scaturisce da esigenze prettamente strutturali, in quanto l'azione massima di trazione trasmessa dalla colonna è così elevata che si sarebbero dovute adottare lunghezze di ancoraggio dei classici tirafondi superiori ai 2 m; si è pertanto adottata la soluzione del plinto a bicchiere con inserimento di boccola di centraggio, in modo che gli sforzi di trazione diventano sforzi di taglio per barre filettate orizzontali inghisate nel bicchiere; per maggiori dettagli si rimanda comunque ai grafici di progetto.

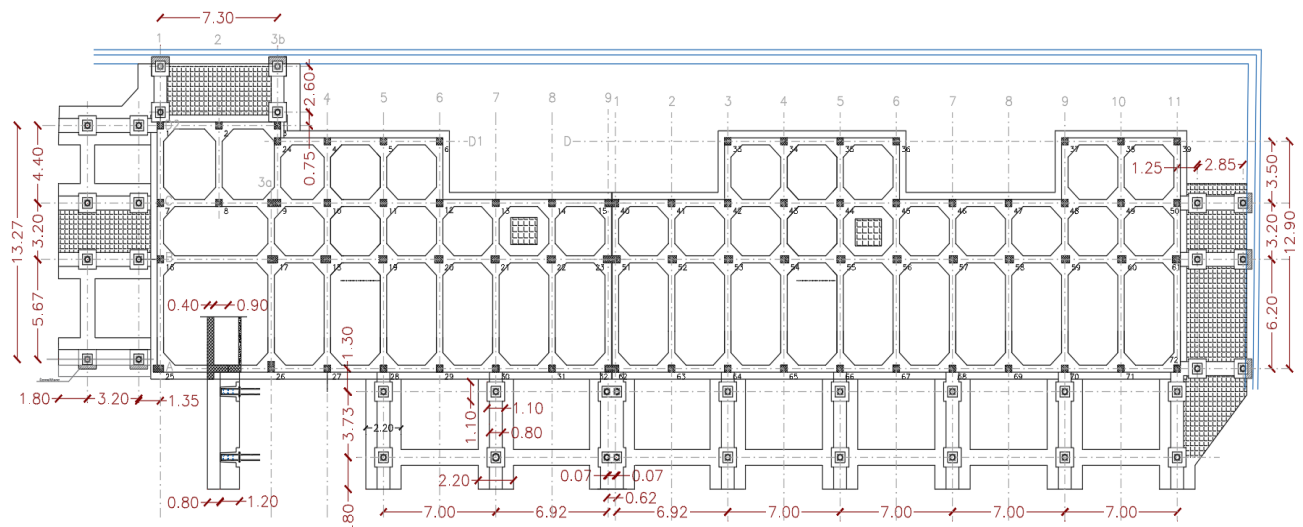


FIGURA 2.4 – STRALCIO DELLA PIANTA FONDAZIONI ESOSCHELETRI, CON INDICAZIONE DELLE QUOTE SIGNIFICATIVE

3. Sicurezza e prestazioni attese

La realizzazione di una qualsivoglia opera richiede il soddisfacimento di alcuni requisiti generali di progetto; soffermando l'attenzione sulle opere di fondazione, i requisiti principali possono così riassumersi nel rispetto delle prestazioni richieste dalla normativa vigente:

- ✓ accertare che vi sia un prefissato margine di sicurezza nei confronti della rottura del sistema fondazione – terreno (verifica allo Stato Limite Ultimo lato GEO), sia per i carichi statici sia per le azioni inerziali derivanti dalla sovrastruttura;
- ✓ verificare che i cedimenti assoluti e/o differenziali garantiscano la funzionalità della struttura (verifica allo Stato Limite di Esercizio lato GEO). Tale condizione nei casi ordinari risulta essere quella preponderante;
- ✓ accertare che lo stato di sforzo del sistema di fondazione sia compatibile con la resistenza dei materiali (SLU lato STR) e che non insorgano stati di fessurazioni eccessivi per la durabilità dell'opera nelle condizioni esercizio (SLE lato STR);
- ✓ optare per una soluzione progettuale che sia realizzabile in tutte le sue fasi costruttive, rispettando sempre il criterio di sicurezza e rispondendo, per quanto maggiormente possibile, a criteri di economicità.

Nel caso specifico è però evidente che le verifiche nelle condizioni di esercizio sono implicitamente soddisfatte in quanto gli esoscheletri sono sistemi strutturali che “portano” soltanto se stessi, quindi privi di trasmissione di incrementi tensionali per effetto dei carichi gravitazionali; saranno pertanto verificate le prestazioni richieste per il solo stato limite SLU [STR] e [GEO].

Inoltre, per rispettare i requisiti appena elencati, necessita procedere seguendo le fasi temporali qui elencate:

1. definizione ed esecuzione di un programma di indagine volto alla caratterizzazione geotecnica del volume significativo di terreno, allo scopo di costruire un modello geotecnico di riferimento ed escludere eventuali rischi di natura geologica;
2. predimensionamento del sistema di fondazione secondo i criteri della sicurezza, della funzionalità e dell'economicità, sulla base dei risultati di cui al punto precedente e alle esigenze funzionali della struttura di elevazione;
3. verifica dei requisiti di sicurezza e funzionalità, con ottimizzazione della soluzione;
4. studio delle modalità esecutive, fase al quanto delicata per le opere di fondazione per le sue implicazioni nell'organizzazione del lavoro;

5. predisposizione di un programma di monitoraggio e controllo che consenta di appurare, in fase di realizzazione, la rispondenza tra configurazione reale e previsioni progettuale, soprattutto in relazione a possibili scenari di rischio.

3.1. Documentazione di riferimento finalizzata al rispetto della sicurezza

La fase attuale di sviluppo progettuale, che cioè interessa il presente progetto esecutivo, è, tra quelle indicate in precedenza, la n.4, a cui si è pervenuti mediante una specifica campagna di indagine e successivo sviluppo delle fasi costruttive; se per quest'ultimo ambito si rimanda ai grafici di progetto, per la campagna di indagine i risultati sono riportati negli elaborati di seguito sintetizzati ed a cui si rinvia per maggiori dettagli:

1. Relazione geologica;
2. Studio geologico-tecnico e geognostico per la ristrutturazione dell'istituto magistrale di Lagonegro, redatto nel gennaio del 1993 e finalizzato ai lavori di rinforzo del 1996;
3. Relazione geologica redatta nel Settembre del 2019, finalizzata alla valutazione di vulnerabilità sismica dell'istituto scolastico.

4. Caratterizzazione del sistema terreno-fondazione

4.1. Generalità

Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali. Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini definite dal progettista in base alla tipologia dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive. Nel progetto devono essere individuate le diverse fasi esecutive per definire eventuali specifiche condizioni geotecniche anche a carattere temporaneo che possono verificarsi nel corso dei lavori. Queste fasi dovranno essere oggetto di specifiche analisi da condurre con i criteri e le procedure indicate al capitolo 6 e al paragrafo 7.11 del D.M.17/01/2018. Per pervenire alla caratterizzazione meccanica del terreno di fondazione e del sottosuolo a contatto con le opere di sostegno, finalizzata alla valutazione del comportamento di interazione terreno-struttura e ad una corretta modellazione geotecnica, necessita seguire le fasi di seguito indicate e successivamente approfondite:

1. Caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
2. Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
3. Caratterizzazione sismica.

4.2. Modellazione geologica del sito

Prescrizioni normative

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio. In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico. Esso deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche. Metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati in una relazione geologica.

Applicazione al caso in esame

Per l'opera esaminata, si rimanda integralmente all'elaborato G.1 "Relazione geologica" indicato al §3.1 della presente relazione geotecnica. In particolare, per quanto riguarda la litologia nella zona di interesse, nell'inquadramento geologico si parla di una copertura recente di natura alluvionale (bacino

plio-pleistocenico di Lagonegro), anche denominato “*Detrito di versante*”, che poggia sul substrato sottostante fliscioide argilloso – marnoso grigio nerastro, detto anche formazione “*Flysch Galestrino* – *Unità Lagonegro I*”.

4.3. Caratterizzazione geofisica e modellazione geotecnica del sottosuolo

Prescrizioni normative

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il volume significativo di cui al §3.2.2 del D.M.17/01/2018, e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l’interpretazione dei risultati di prove e misure in sito. Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato. Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all’analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico. Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull’esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

Applicazione al caso in esame: indagini geognostiche

Ai fini della caratterizzazione geotecnica del terreno, si fa riferimento sempre all’elaborato G.1. “Relazione geologica” di cui al §3.1 della presente relazione, ma anche alla documentazione storica indicata sempre nello stesso paragrafo, con particolare riferimento allo studio geologico – tecnico redatto nel 1993; di seguito si riporta comunque una sintesi delle indagini in situ e di laboratorio finalizzate alla caratterizzazione geotecnica e geofisica delle litologie presenti nel volume significativo, secondo la simbologia indicata rispettivamente in FIGURA 4.2 e FIGURA 4.1:

- ✓ Prove geofisiche, eseguite nel 2009 durante una campagna di indagine finalizzata all’attuazione del regolamento urbanistico:
 - n.1 prospezione sismica in foro tipo Down-Hole S4Dh5, da cui è possibile valutare la velocità delle onde di taglio di sismo-strati a comportamento omogeneo;

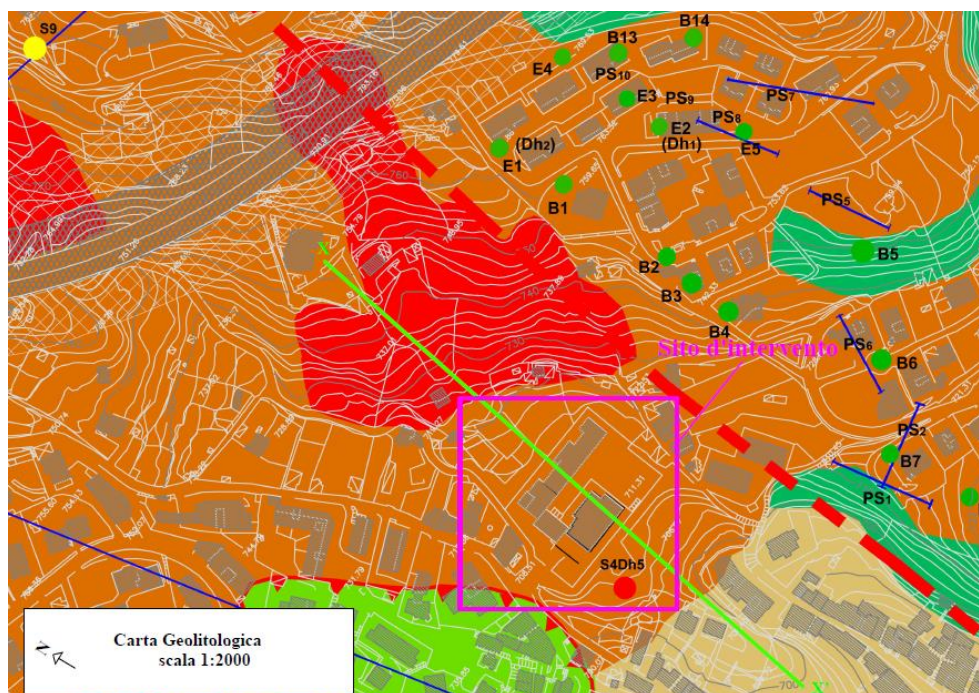


FIGURA 4.1 – STRALCIO PLANIMETRICO CAMPAGNA DI INDAGINE GEOFISICA ESEGUITA NEL 2009 PER REGOLAMENTO URBANISTICO

✓ Prove geognostiche:

- n.° 6 sondaggi a carotaggio continuo denominati S1, S2...S6, all'interno dei quali sono state eseguite prove penetrometriche SPT e sono stati prelevati campioni indisturbati sottoposti alle prove di laboratorio onde valutarne le caratteristiche fisiche e meccaniche.

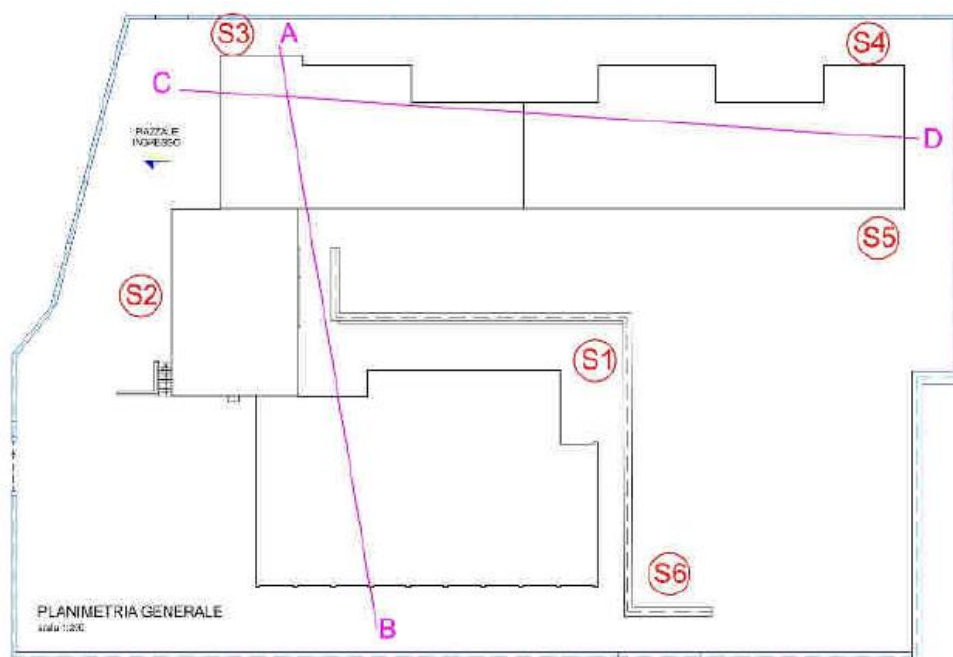


FIGURA 4.2 – STRALCIO PLANIMETRICO CON INDICAZIONE CAMPAGNA INDAGINE GEOGNOSTICA ESEGUITA PER IL PLESSO SCOLASTICO NEL 1993

Applicazione al caso in esame: definizione dei parametri geotecnici caratteristici

Dalle indagini in sito è stato possibile ricostruire la struttura geotecnica complessiva del sottosuolo nell'ambito del volume significativo. In particolare, si sono individuati n.2 strati di terreno di caratteristiche geotecniche e geofisiche omogenee, evidenziati anche nello schema di FIGURA 4.3. Per ciascuna litologia si indicano le caratteristiche fisiche desunte dalle prove di laboratorio, nonché la caratterizzazione meccanica facendo riferimento alle prove di taglio diretto eseguite sui campioni indisturbati di cui al paragrafo precedente.

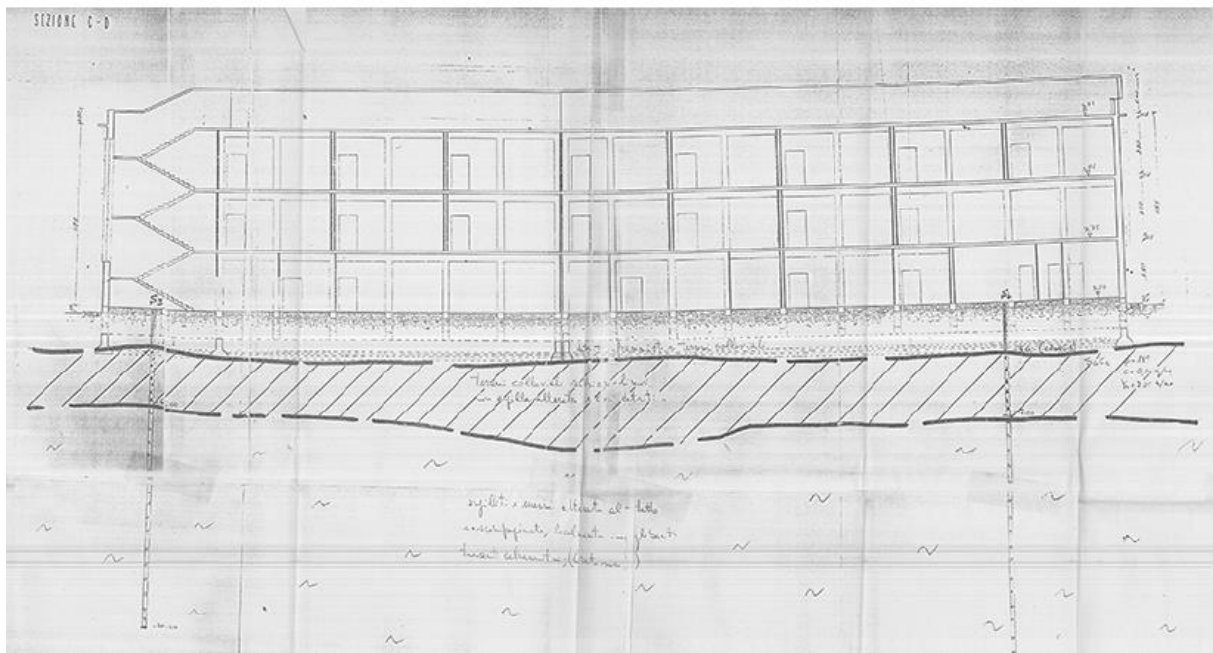


FIGURA 4.3 – STRALCIO SEZIONE STRATIGRAFICA TRA I SONDAGGI S3 E S4 RICOSTRUITA A SEGUITO DELLE INDAGINI DEL 1993

Di seguito le caratteristiche fisiche e meccaniche di ciascuna litologia individuata:

- Deposito di terreni alluvionali: coltre di copertura, con spessori che vanno fino ai 7 m di profondità rispetto al piano campagna lato Nord, costituiti da sabbia con formazione argillosa e ghiaiosa non trascurabile, a cui è possibile attribuire, in ragione delle analisi di laboratorio, le seguenti caratteristiche fisiche e meccaniche:

Unità	γ_{nat}	ϕ'	c'	c_u
-	$[kN/m^3]$	$[^\circ]$	$[kN/m^2]$	$[kN/m^2]$
Deposito di terreni alluvionali	19.50	20.0	10.0	-

- Substrato argillo - marnoso: frazione comunque alterata, caratterizzato da una granulometria in prevalenza argillosa e presenza non trascurabile di materiale incoerente, sia sabbia che ghiaia; in tal caso le prove di taglio diretto eseguite su campioni indisturbati prelevati più in profondità, hanno evidenziato un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb tipicamente coesivo, che vede una riduzione dell'angolo di attrito interno del materiale ma un incremento della coesione efficace rispetto alla formazione sovrastante:

<i>Unità</i> -	γ_{nat} [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]	c_u [kN/m ²]
Substrato argillo - marnoso	20.00	18.0	16.0	-

Falda

Dalla lettura delle risultanze delle indagini geognostiche non risulta presente una falda freatica superficiale anche perché, come indicato nella stessa documentazione storica, la coltre detritica che a valle presenta uno spessore decisamente maggiore è dotata di buona permeabilità evitando così accumuli delle pressioni neutre (si veda a tale proposito lo stralcio di FIGURA 4.4). Pertanto, ai fini delle verifiche condotte successivamente, si ipotizza un modello geotecnico semplificato privo di falda acquifera.

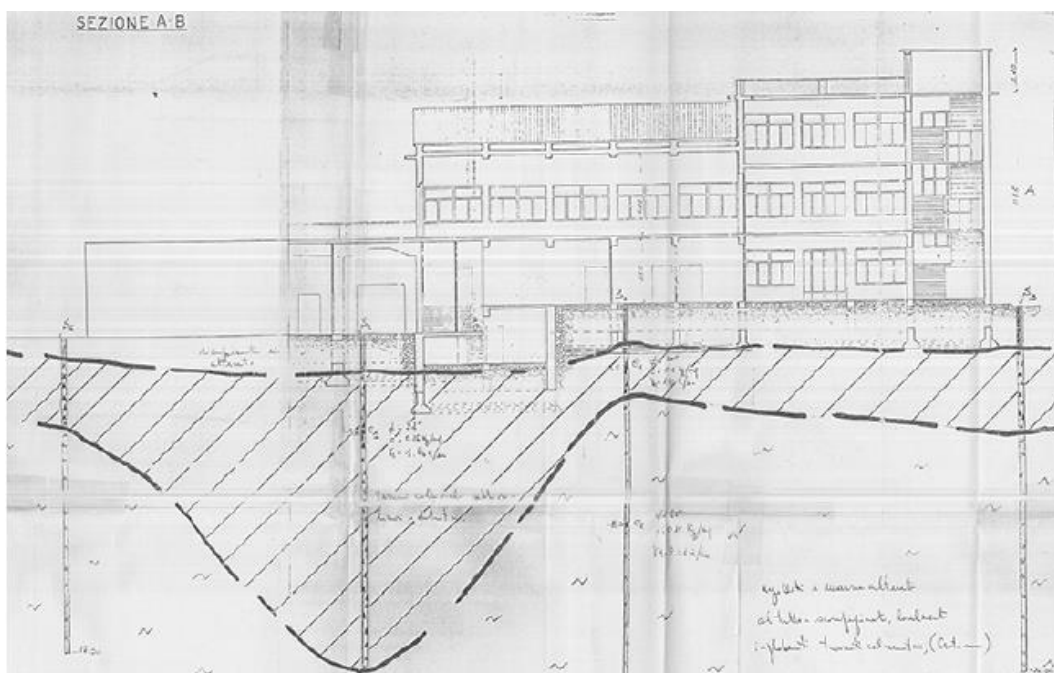


FIGURA 4.4 – STRALCIO SEZIONE STRATIGRAFICA TRA I SONDAGGI S3 E S6 RICOSTRUITA A SEGUITO DELLE INDAGINI DEL 1993

4.4. Definizione dell'azione sismica di progetto

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. I valori minimi della vita nominale da adottare per le diverse tipologie di costruzione sono riportati nella tabella 2.4.I del D.M.17/01/2018:

TIPI DI COSTRUZIONE		VITA NOMINALE V_N (IN ANNI)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- *Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;
- *Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;
- *Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, così come mostrato nella tabella 2.4.II del D.M.17/01/2018:

<i>CLASSE D'USO</i>	I	II	III	IV
<i>COEFFICIENTE C_U</i>	0,7	1,0	1,5	2,0

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U.$$

L'edificio in oggetto, come indicato dall'elenco di cui all'allegato 2 del *DGR Basilicata n. 2000 del 4 novembre 2003*, rientra tra le opere che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso, per cui è classificata come *tipo di costruzione 2 e classe d'uso III*. **Pertanto le azioni sismiche vengono considerate in relazione ad un periodo di riferimento V_R di 75 anni.**

Pericolosità sismica

Le azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica” del sito di costruzione. Essa è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , ossia la probabilità di superamento dell'azione stessa nel periodo di riferimento V_R . I valori di P_{VR} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente per ciascuno degli stati limite, sono riportati nella successiva tabella:

<i>STATI LIMITE</i>		<i>P_{VR}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R</i>
Stati limite di esercizio	<u>SLO</u>	81%
	<u>SLD</u>	63%
Stati limite ultimi	<u>SLV</u>	10%
	<u>SLC</u>	5%

È conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento della struttura V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante la seguente espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}.$$

Ne discende che, per la vita di riferimento considerata ($V_R=75$ anni), si devono assumere i seguenti periodi di ritorno differenziati per ciascuno degli stati limite:

<i>STATI LIMITE</i>		<i>T_R: Tempo di ritorno (espresso in anni)</i>
Stati limite di esercizio	SLO	45
	SLD	75
Stati limite ultimi	SLV	712
	SLC	1462

Spettri di risposta elastici in termini di accelerazione orizzontale

Secondo quanto riportato dal D.M.17/01/2018, le forme spettrali sono definite, per diversi valori del periodo di ritorno T_R , a partire dai 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.

Ai fini della definizione dell'azione sismica, l'Italia è stata suddivisa in un reticolo a maglie quadre di circa 10 km, tabellando in funzione delle coordinate di ciascun punto i valori di a_g , F_0 e T_c^* ; tecniche di interpolazione, triangolazione, etc. sono utilizzate se il sito in oggetto si trova non coincidente con un nodo del reticolo. Tali valori sono però riferiti ad un sito rigido orizzontale e vanno perciò amplificati in funzione della stratigrafia e della topografia del sito di ubicazione dell'opera secondo quanto descritto dalla normativa in uso.

In sintesi, i passi da compiere per definire l'azione sismica sul sito in oggetto sono i seguenti:

- Individuazione del sito tramite le coordinate geografiche Longitudine Est, Latitudine Nord nel sistema ED 50 (vedi FIGURA 4.5 per il sito in esame);
- Definizione del tempo di ritorno T_R ;
- Definizione degli Stati Limite da considerare in relazione alle prestazioni richieste;

- Individuazione della categoria di sottosuolo e condizioni Topografiche del sito di ubicazione dell'opera;
- Definizione degli Spettri di Risposta per i diversi stati limite secondo le formulazioni riportate al paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC2018.

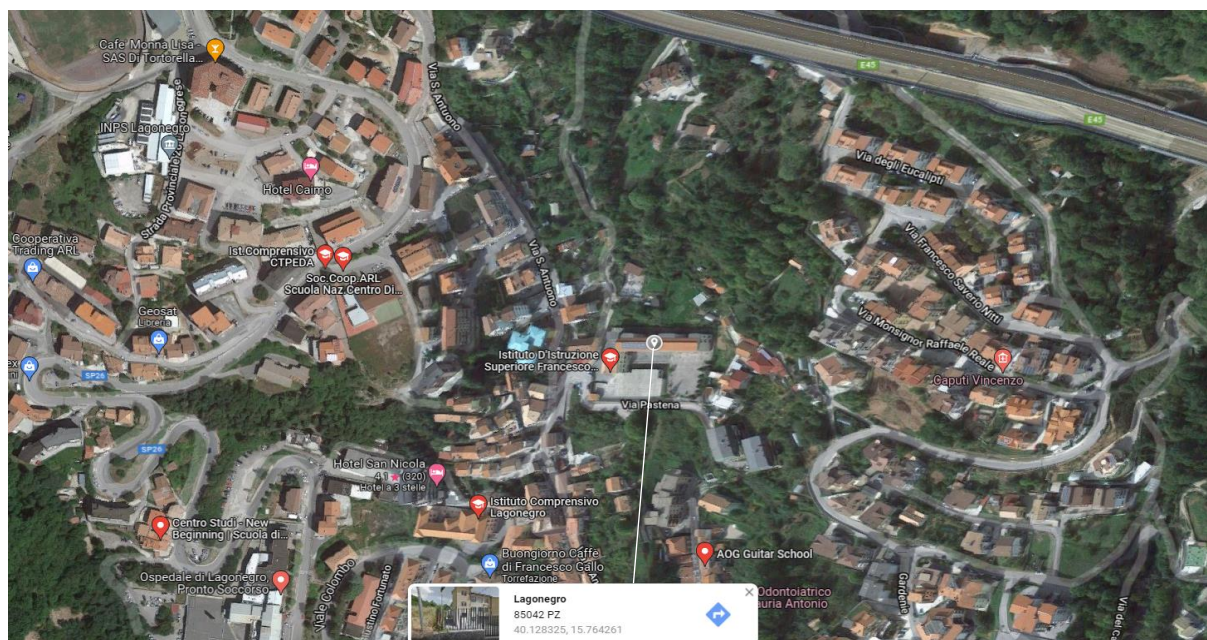


FIGURA 4.5 – UBICAZIONE OPERA OGGETTO DI STUDIO DI FATTIBILITÀ

Amplificazione locale di sito

Le indagini geofisiche eseguite in opera e finalizzate alla valutazione delle amplificazioni di sito mediante il metodo semplificato proposto dalla normativa vigente, sono quelle indicate al §4.3 della presente relazione; in particolare si sintetizzano di seguito i risultati delle indagini geofisiche prese in considerazione:

- ✓ La prova sismica in foro Down-Hole S4-Dh5, eseguita nel 2009, che permette di determinare in maniera diretta le velocità delle onde di taglio dei vari sismo-strati nei primi 30 m di profondità (il bedrock è presente a profondità maggiori). Tale indagine, stralciata nell'immagine di FIGURA 4.6, indica un andamento crescente delle velocità delle onde di taglio e la presenza di n.2 sismo-strati omogenei, di cui il primo con spessore di circa 7 m coerentemente con la litologia riscontrata. Il valore della $V_{s,eq}$, riferito ai primi 30 m di profondità a partire dal piano campagna, risulta pari a 393 m/s; poiché tale valore risulta molto prossimo alla soglia limite e visto che la profondità della coltre superficiale è comunque variabile in situ fino a raggiungere valori massimi di 15 m, si ritiene cautelativamente corretto attribuire una categoria di suolo tipo C (vedi §3.2.2. delle NTC2018).

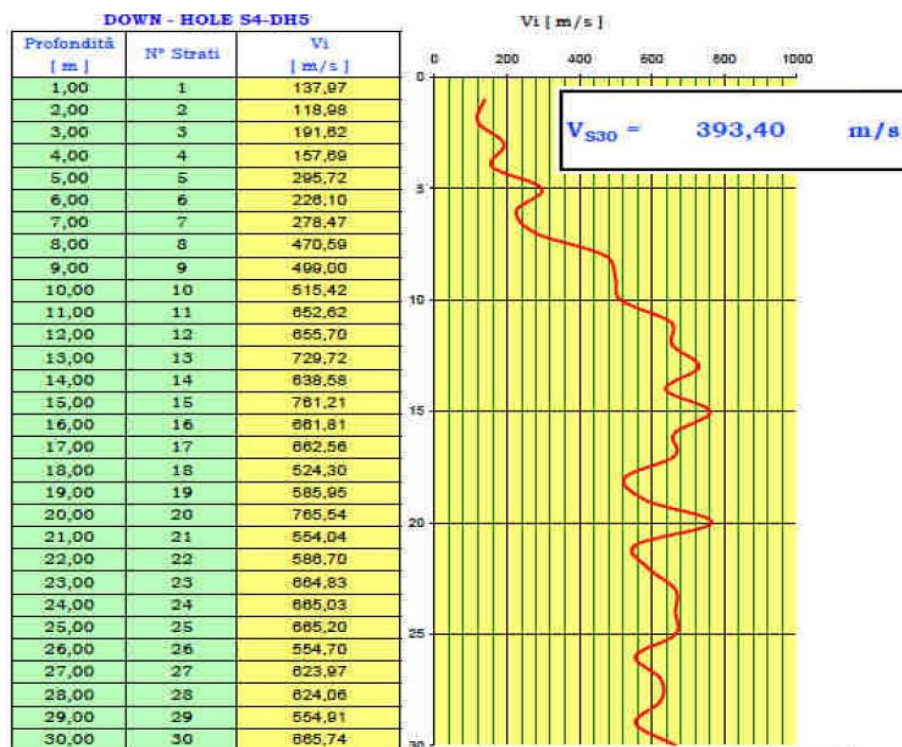


FIGURA 4.6 – SINTESI DELLE GEOFISICHE ESEGUITE IN SITO: RISULTATI DELLA SISMICA IN FORO DOWN-HOLE

Si riportano di seguito le immagini relative alla definizione dello spettro di risposta elastico, stralciate dal software-free SPETTRI-NTC ver. 1.0.3, scaricato dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici www.cslp.it.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 15.76510 LATITUDINE: 40.12922

☐ Ricerca per comune

REGIONE: Basilicata PROVINCIA: Potenza COMUNE: Lagonegro

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

km^{7.5}

36109 36110

36331 36332

7.5 km

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".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FIGURA 4.7 - INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

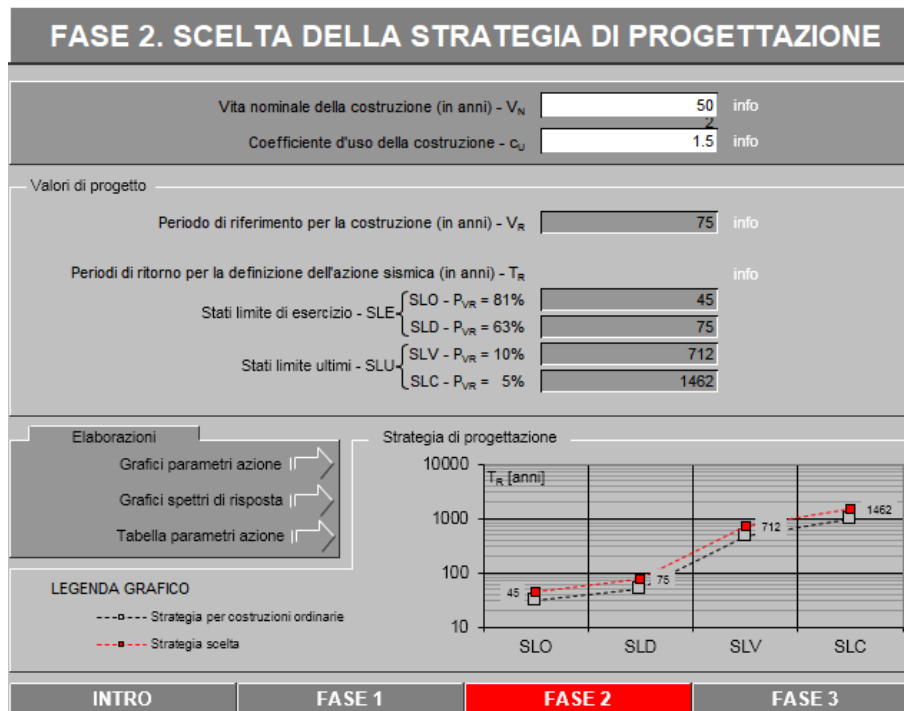


FIGURA 4.8 - SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

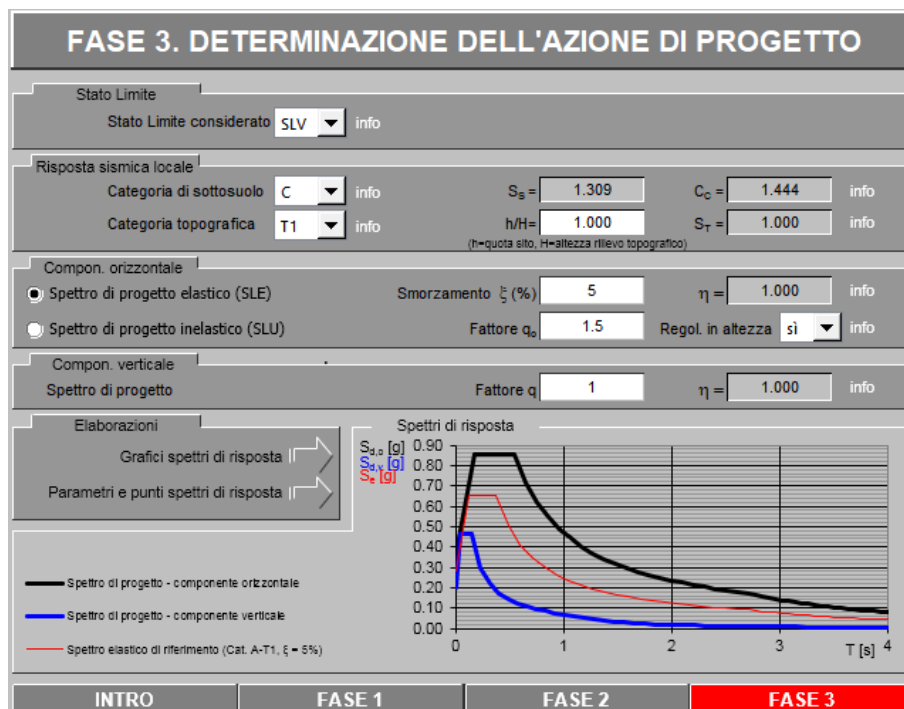


FIGURA 4.9 - DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

In merito al coefficiente topografico, come già accennato al §4.0 della relazione di calcolo, si è modificato il valore rispetto a quanto riportato nella valutazione della vulnerabilità sismica eseguita nel 2019; difatti, osservando l'immagine della planimetria a curve di livello mostrata in FIGURA 4.10, è

possibile determinare l'inclinazione media del pendio che risulta essere inferiore alla soglia di 15° indicata al §3.2.2 delle NTC2018 - Tab. 3.2.III, ragione per cui è possibile affermare che si ricade nella categoria topografica T1, cui corrisponde un coefficiente S_T unitario.



FIGURA 4.10 – STRALCIO DELLA PLANIMETRIA A CURVE DI LIVELLO CON VALUTAZIONE DELLA PENDENZA MEDIA DEL PENDIO

Si vuole soffermare l'attenzione sull'immagine di FIGURA 4.11, dove è rappresentato lo spettro di risposta per il sito in esame riferito allo stato limite SLV; in particolare è possibile rendersi conto delle elevate prestazioni richieste alle strutture in esame, leggendo nel grafico accelerazioni spettrali che, per oscillatori semplici con determinate frequenze, possono arrivare al valore di 0.85 g .

Ai fini delle analisi spettrali finalizzate alla valutazione del carico sul sottosuolo, si fa però riferimento allo spettro elastico con smorzamento equivalente pari al $25+5\%$, in modo da tenere in conto l'effetto dello smorzamento viscoso indotto dal sistema di dissipazione; si ricorda che tale valore è quello desunto a seguito della lettura dei bilanci energetici ottenuti dalle analisi time-history, secondo quanto dettagliatamente indicato nella specifica relazione di calcolo, cui si rimanda per maggiori dettagli.

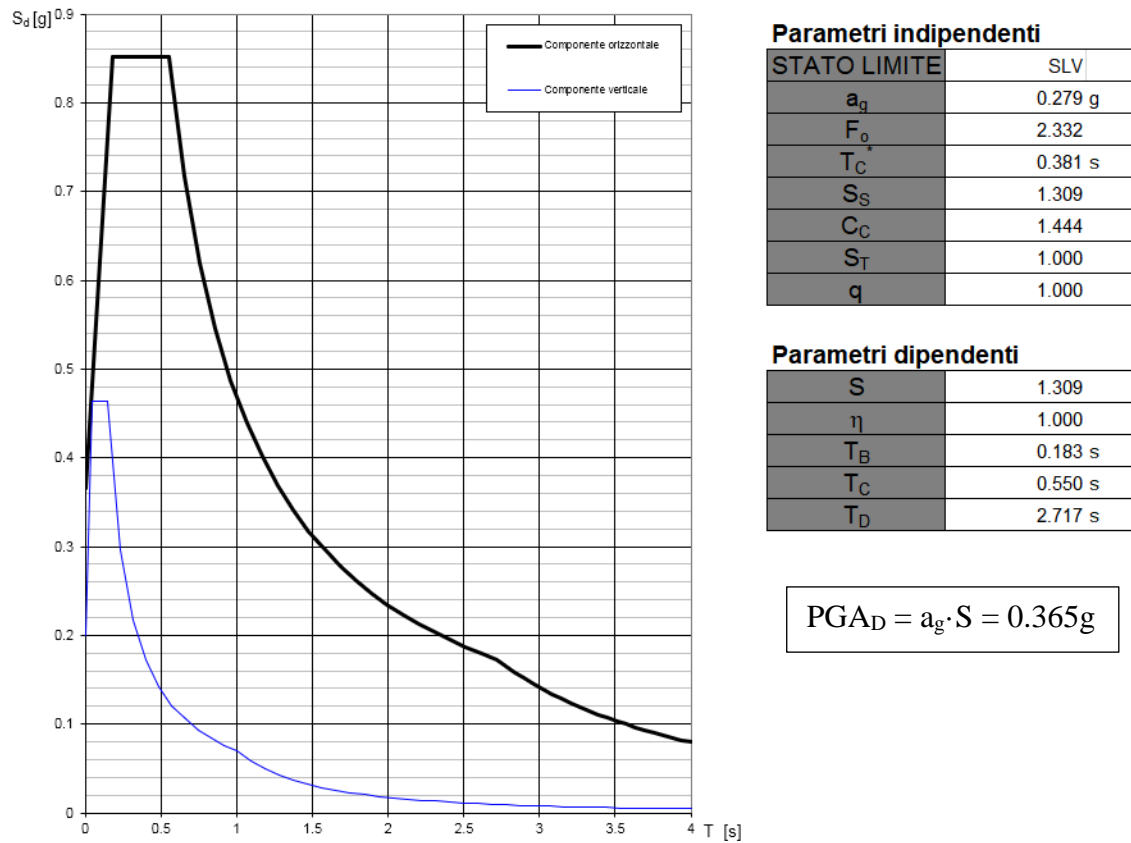


FIGURA 4.11 – SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI ALLO STATO LIMITE SLV DELLE COMPONENTI VERTICALI ED ORIZZONTALI

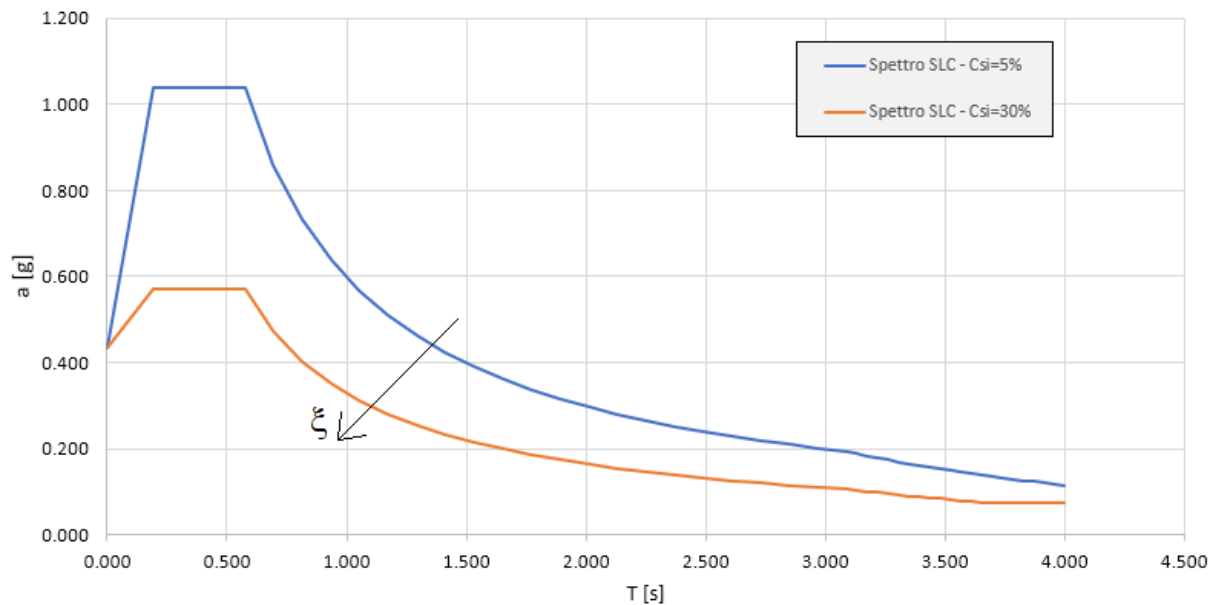


FIGURA 4.12 – SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI ALLO STATO LIMITE SLC: CONFRONTO TRA SMORZAMENTI DIFFERENTI

5. Metodo di analisi e procedura di verifica: opere di fondazione

5.1. Premessa

Lo studio delle fondazioni può essere condotto attraverso due metodologie, a seconda se si considera o meno l'influenza della sovrastruttura in elevazione. La prima si articola nelle seguenti fasi:

- Analisi della sovrastruttura in elevazione supposta vincolata in maniera fissa alla base (incastro perfetto);
- Analisi delle travi di fondazione sottoposte alle azioni, uguali in modulo ma opposte in verso, derivanti dalle reazioni vincolari dello schema strutturale precedente ad incastri perfetti;
- Verifica del complesso terreno - fondazione SLU/SLV [Resistenza geotecnica GEO];

La seconda metodologia prevede:

- Analisi dell'intero sistema (interazione struttura di elevazione - sistema di fondazione), tenendo così conto della reale rigidezza del complesso terreno/fondazione/suprastruttura, ossia le reazioni di base sono incognite iperstatiche del problema in funzione dei cedimenti vincolari delle travi di fondazione;
- Verifica del complesso terreno-fondazione [Resistenza geotecnica GEO].

Il primo è un metodo semplificato che funziona bene quando si ha a che fare con sistemi di fondazione che sono molto più rigidi rispetto alla sovrastruttura in elevazione e si possono ritenere trascurabili problemi di interazione cinematica o inerziale, mentre il secondo metodo è più generale, permettendo di portare in conto la reale rigidezza del sistema terreno/fondazione/elevazione, mettendo in conto l'interazione inerziale. Nel caso in esame, visto che comunque si dispone di strumenti di calcolo agli elementi finiti che permettono di risolvere in tempi brevi un numero elevato di algoritmi numerici, è stato fatto riferimento alla seconda metodologia.

5.2. Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I del D.M.17/01/2018 di seguito stralciata. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel §2.6.1 della stessa norma. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza. Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Cap. 2 delle NTC2018.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	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_{qs}

5.3. SLU di tipo geotecnico: metodologia applicativa

Ai fini della determinazione della resistenza del terreno espressa dal fattore di sicurezza FS_{GEO} , ossia il rapporto, in termini di carico verticale Q, tra la portanza del sistema terreno-fondazione (capacità) e la domanda per lo stato limite corrispondente, si procede seguendo le fasi appresso descritte:

1. Si esegue su modello unico (sovrastuttura e sistema fondale) e per ciascuna combinazione di carico, un'analisi dinamica lineare con spettro allo SLC, smorzato per tenere conto del sistema di dissipazione inserito a seguito degli interventi di adeguamento; si determinano quindi gli scarichi in fondazione secondo l'approccio 2: *combinazione A1-M1-R3* (vedi §6.4.3.1 delle NTC2018);
2. si procede alla valutazione del carico limite del sistema di fondazione superficiale secondo la formulazione semplificata di *Brinch-Hansen*, che tiene in conto delle eccentricità ed inclinazione del carico applicato al piano di posa (capacità fondazioni superficiali);
3. si confronta la domanda, valutata secondo quanto descritto nel punto 1., con la capacità (carico limite) di cui al punto 2.; quest'ultima, in coerenza all'approccio 2, si valuta tenendo in conto la riduzione dovuta al coefficiente parziale γ_R definito nella Tab. 6.4.I delle NTC2018 per il caso di fondazione superficiale.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

Dai risultati del confronto, si ottiene l'esito della verifica della capacità geotecnica [GEO]:

- se $FS_{GEO} < 1.00$ la capacità è inferiore della domanda, per cui la verifica non è soddisfatta;
- se $FS_{GEO} > 1.00$ la portanza del sistema terreno-fondazione è superiore rispetto alle sollecitazioni agenti, per cui la verifica ha esito positivo.

5.3.1. Valutazione del carico limite verticale di fondazioni superficiali

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R già indicati in precedenza;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo sempre conto dei coefficienti parziali γ_R ;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo sempre conto dei coefficienti parziali γ_R .

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Nel caso in esame, la valutazione della resistenza fa riferimento al punto a).

RESISTENZA PER CARICO LIMITE VERTICALE - METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE

La resistenza a carico limite è valutata con il metodo dell'equilibrio limite secondo *Brinch-Hansen*:

$$q_{lim} = q N_q Y_q i_q d_q b_q g_q s_q + c N_c Y_c i_c d_c b_c g_c s_c + \frac{1}{2} G B' N_g Y_g i_g b_g s_g$$

dove:

Caratteristiche geometriche della fondazione:

- q = carico sul piano di fondazione;
- B = lato minore della fondazione;
- L = lato maggiore della fondazione;
- D = profondità della fondazione;
- α = inclinazione base della fondazione;
- γ = peso specifico del terreno;
- $B' =$ larghezza di fondazione ridotta $= B - 2 eB$;
- $L' =$ lunghezza di fondazione ridotta $= L - 2 eL$.

Caratteristiche di carico sulla fondazione:

- H = risultante delle forze orizzontali;
- N = risultante delle forze verticali;
- eB = eccentricità del carico verticale lungo B ;
- eL = eccentricità del carico verticale lungo L ;
- FhB = forza orizzontale lungo B ;
- FhL = forza orizzontale lungo L .

Caratteristiche del terreno di fondazione:

- β = inclinazione terreno a valle
- $c = cu$ = coesione non drenata (condizioni U)
- $c = c'$ = coesione drenata (condizioni D)
- Γ = peso specifico apparente (condizioni U)
- $\Gamma = \Gamma'$ = peso specifico sommerso (condizioni D)
- $\phi = 0$ = angolo di attrito interno (condizioni U)
- $\phi = \phi'$ = angolo di attrito interno (condizioni D)

Fattori di capacità portante:

- $Nq = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \exp(\pi + \tan \phi)$ (Prandtl-Cauchy-Meyerhof)
- $Ng = 2(Nq + 1) \tan \phi$ (Vesic)
- $Nc = \frac{Nq - 1}{\tan \phi}$ in condizioni D (Reissner-Meyerhof)
- $Nc = 5,14$ in condizioni U

Indici di rigidezza (condizioni D):

- $Ir = \frac{G}{c' + q' \tan \phi}$ = indice di rigidezza
- q' = pressione litostatica efficace alla profondità $D + \frac{B}{2}$
- $G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$ = modulo elastico tangenziale
- E = modulo elastico normale
- μ = coefficiente di Poisson

- $I_{cr} = \frac{1}{2} \exp \left[\frac{3,3 - 0,45 \frac{B}{L}}{\tan(45 - \frac{\phi'}{2})} \right] = \text{indice di rigidezza critico}$

Coefficienti di punzonamento (Vesic):

- $Y_q = Y_g = \exp \left[\left(0,6 \frac{B}{L} - 4,4 \right) \tan \phi' + \frac{3,07 \sin \phi' \log(2Ir)}{1 + \sin \phi'} \right]$ in condizioni drenate, per $Ir \leq I_{cr}$
- $Y_c = Y_q - \frac{1 - Y_q}{Nq \times \tan \phi'}$

Coefficienti di inclinazione del carico (Vesic):

- $i_g = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \text{ang} \phi'} \right)^{m+1}$
- $i_q = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \phi'} \right)^m$
- $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{Nc \times \tan \phi'}$ in condizioni D
- $i_c = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times cu \times Nc}$ in condizioni U

essendo:

- $m = mB \cos^2 \Theta + mL \sin^2 \Theta$
- $mB = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad mL = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad \Theta = \tan^{-1} \frac{Fh \times B}{Fh \times L}$

Coefficienti di affondamento del piano di posa (Brinch-Hansen):

- $dq = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctg \frac{D}{B'}$ per $D > B'$
- $dq = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$ per $D \leq B'$
- $dc = dq - \frac{1 - dq}{Nc \times \tan \phi}$ in condizioni D
- $dc = 1 + 0,4 \arctan \frac{D}{B'}$ per $D > B'$ in condizioni U
- $dc = 1 + 0,4 \frac{D}{B'}$ per $D \leq B'$ in condizioni U

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

- $bg = \exp(-2,7\alpha \tan \phi)$
- $bc = bq = \exp(-2\alpha \tan \phi)$ in condizioni D
- $bc = 1 - \frac{\alpha}{147}$ in condizioni U
- $bq = 1$ in condizioni U)

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

- $gc = gq = \sqrt{1 - 0,5 \tan \beta}$ in condizioni D
- $gc = 1 - \frac{\beta}{147}$ in condizioni U
- $gq = 1$ in condizioni U

Coefficienti di forma (De Beer):

- $sg = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$
- $sq = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$
- $sc = 1 + \frac{B'}{L'} \frac{Nq}{Nc}$

5.3.2. Valutazione del carico limite orizzontale di fondazioni superficiali

La resistenza allo scorrimento lungo il piano di fondazione secondo la teoria di Coulomb vale:

$$V_{res} = \frac{N}{\gamma_r} \times \frac{\tan \phi}{\gamma_\phi} + \frac{A}{\gamma_r} \times \frac{C}{\gamma_c}$$

dove:

- V_{res} è la resistenza allo scorrimento della fondazione di progetto;
- N è la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione;
- ϕ è l'angolo d'attrito terreno-fondazione, diversi autori suggeriscono di assumere un valore pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione;
- C è l'adesione terreno-fondazione, si assume come valore un aliquota del 30% della coesione del terreno di fondazione;

- A è l'area della fondazione reagente che tiene conto della parzializzazione del terreno (non resistente a trazione) dovuto ai carichi eccentrici;
- γ_ϕ, γ_C sono i coefficienti parziali di riduzione dei parametri geotecnici angolo d'attrito e coesione in condizioni drenate (*Tabella 6.2.II D.M. 2018*);
- γ_r è il coefficiente parziale di riduzione sulla resistenza globale allo scorrimento (*Tabella 6.4.I D.M. 2018*).

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare:

$$V_{res} = \frac{N}{\gamma_r} \times \frac{tg\phi}{\gamma_\phi} + \frac{A}{\gamma_r} \times \frac{C}{\gamma_C} \geq V_d$$

essendo V_d la risultante di calcolo di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione.

5.4. SLU e SLE di tipo strutturale

Oltre alle verifiche geotecniche che riguardano il complesso fondazione – terreno, si eseguono anche le verifiche strutturali degli elementi di fondazione di nuova realizzazione secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, nonché le verifiche in condizioni di esercizio, quali lo stato limite delle tensioni di esercizio e delle fessurazioni negli elementi in c.a. Per maggiori dettagli di rimanda a quanto prescritto nel capitolo 4 del D.M.17/01/2018.

6. Verifiche di sicurezza del sistema di fondazione

6.1. Premessa

Il dimensionamento e la verifica dell'intervento di rinforzo del sistema fondazione – terreno, descritto al §2.2 della presente relazione, è avvenuto mediante l'inserimento, nel modello Fem della struttura, delle travi di fondazione superficiale e della platea. In particolare, i primi sono modellati con elementi beam e formulazione classica di Eulero – Bernoulli, i secondi con elementi plate-shell; per simulare le condizioni di vincolo più appropriate, si ipotizza un comportamento di suolo alla winkler, assegnando un valore della costante di sottofondo variabile nel range 2-3 daN/cm³, ove il valore più piccolo è utilizzato per le verifiche geotecniche, mentre il valore maggiore massimizza le verifiche di natura strutturale. La FIGURA 6.1 e la FIGURA 6.2 mostrano un dettaglio dell'aggiornamento dei modelli Fem di entrambi i blocchi indipendenti esaminati, sui quali sono state eseguite sia analisi spettrali allo stato limite SLC, sia analisi statiche non lineari; difatti si ricorda che la norma esplicitamente indica, in caso di utilizzo di sistemi innovativi come la dissipazione, che sia i dispositivi che gli elementi strutturali che li sostengono (esoscheletri e sistema fondale) devono essere sovra-resistenti rispetto alla struttura di elevazione.

Ritornando alla formulazione di trave su suolo elastico alla Winkler, è bene inoltre sottolineare che:

- ✓ il software in automatico trasforma il vincolo distribuito in “*point-spring*”, in funzione della discretizzazione dell'elemento e della costante di sottofondo che si assegna in input, nonché, nel caso delle sole travi, in ragione della larghezza del piano di posa;
- ✓ se nell'ambito delle analisi spettrali si ipotizza ovviamente un vincolo bilatero, è possibile anche eseguire analisi statiche non lineari considerando la sola resistenza a compressione del terreno (vincolo monolatero). Tale condizione è molto importante in quanto permette di eseguire, ipotizzando lo sforzo massimo trasmissibile dai dispositivi agli esoscheletri, verifiche di stabilità delle fondazioni di nuova realizzazione, che potrebbero avere problemi di “sollevamento” visti gli elevati valori degli sforzi di trazione desunti dalle analisi strutturali.

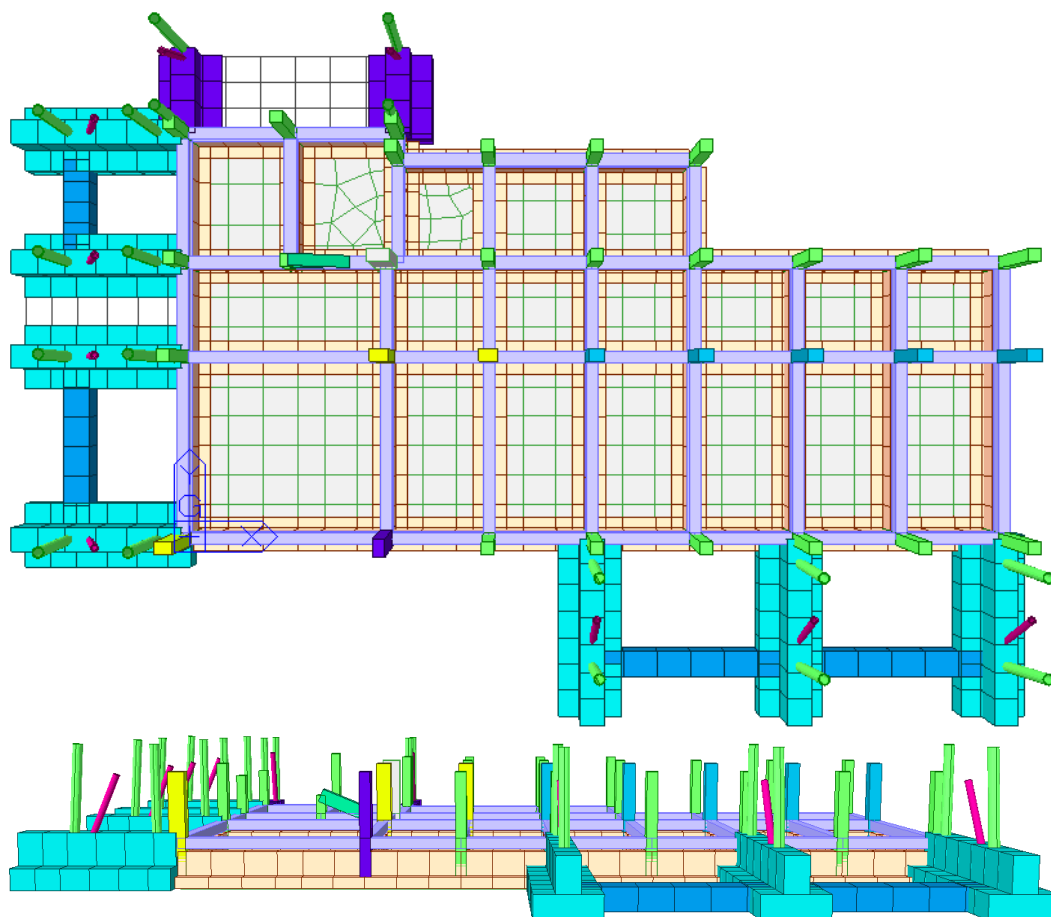


FIGURA 6.1 – INSERIMENTO SISTEMA DI FONDAZIONE NEL MODELLO FEM DEL BLOCCO A: VISTE IN PIANTA (PIANO XY) E FRONTALE (PIANO YZ)

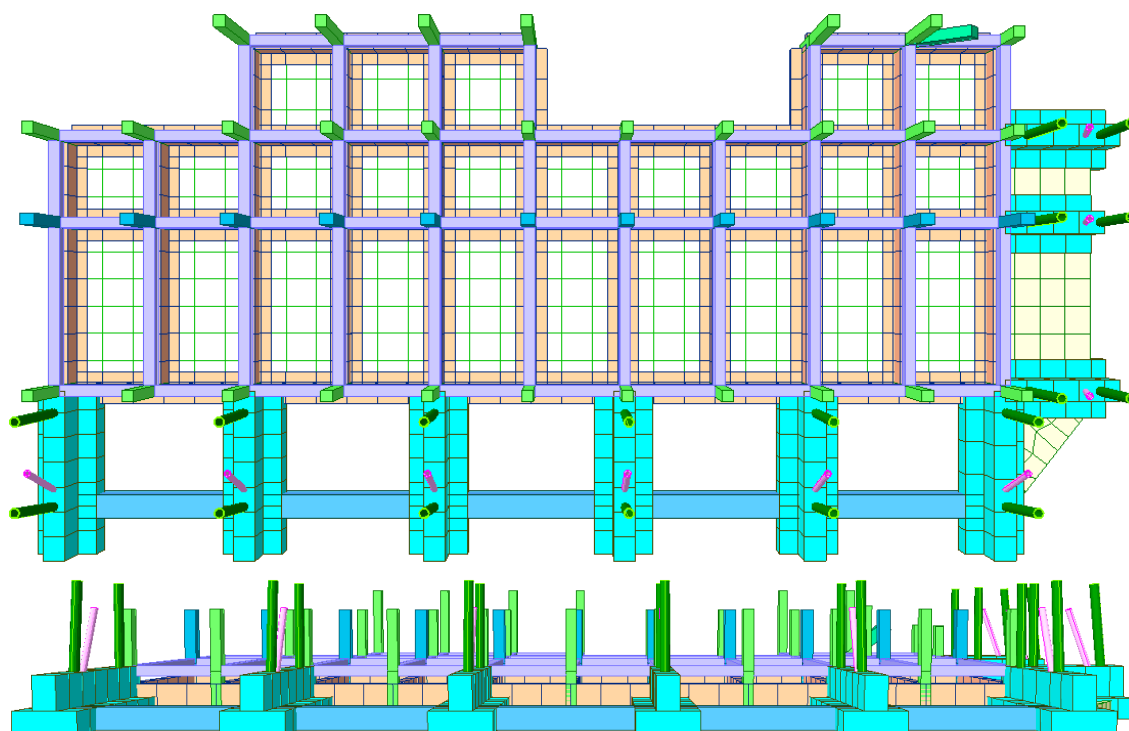


FIGURA 6.2 – INSERIMENTO SISTEMA DI FONDAZIONE NEL MODELLO FEM DEL BLOCCO B: VISTA IN PIANTA (PIANO XY) E FRONTALE (PIANO YZ)

Per quanto riguarda la definizione della caratterizzazione geotecnica del sistema terreno-fondazione, la trattazione riguardante i requisiti prestazionali richiesti alle fondazioni superficiali ai vari stati limite, si rimanda integralmente al §5 della presente relazione.

6.2. Verifica [GEO] Stato limite SLC

Come già indicato in precedenza, tale verifica si esplica attraverso due controlli:

- ✓ Assenza di fenomeni di sollevamento quando i dissipatori trasmettono agli esoscheletri la massima forza instabilizzante; in tale caso si applicano, al modello mostrato al paragrafo precedente, le azioni concentrate, rappresentate in FIGURA 6.3 e FIGURA 6.4 rispettivamente per il blocco A ed il blocco B;
- ✓ valutazione del coefficiente di sicurezza per capacità portante, confrontando il carico limite con quello ottenuto da un'analisi spettrale allo SLC con smorzamento equivalente che tiene in conto il sistema di dissipazione progettato.

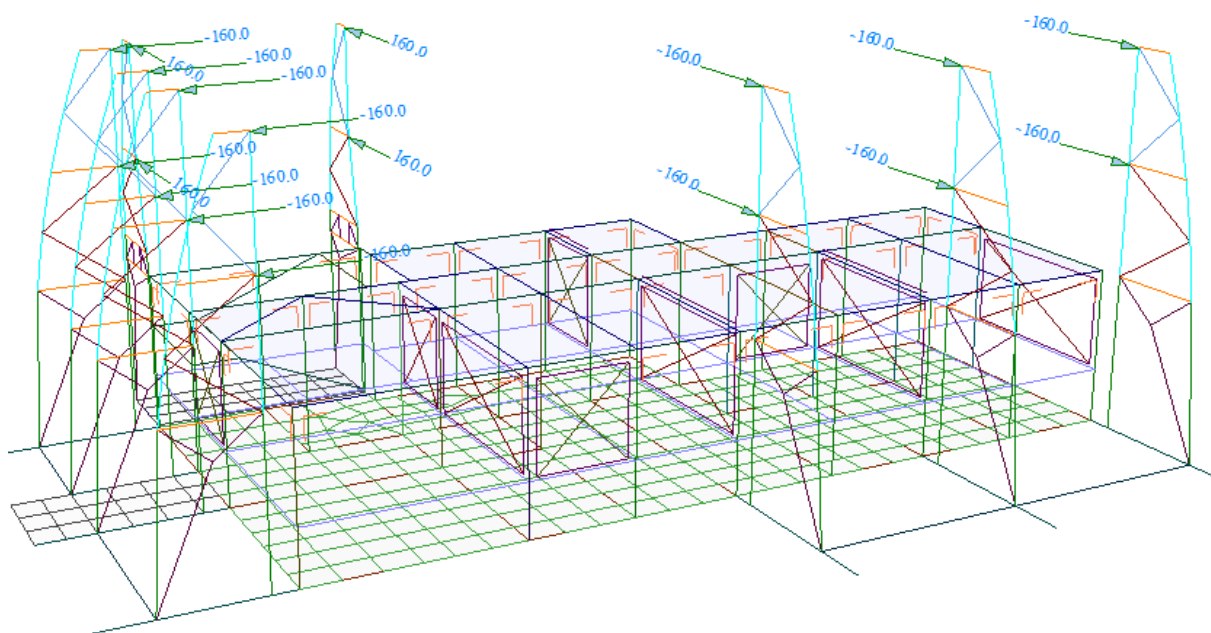


FIGURA 6.3 BLOCCO A: AZIONI NODALI INSTABILIZZANTI TRASMESSE DAI DISSIPATORI AGLI ESOSCHELETRI PER ANALISI STATICHE NON LINEARI

Le verifiche vengono pertanto trattate in maniera distinta nei due sottoparagrafi successivi.

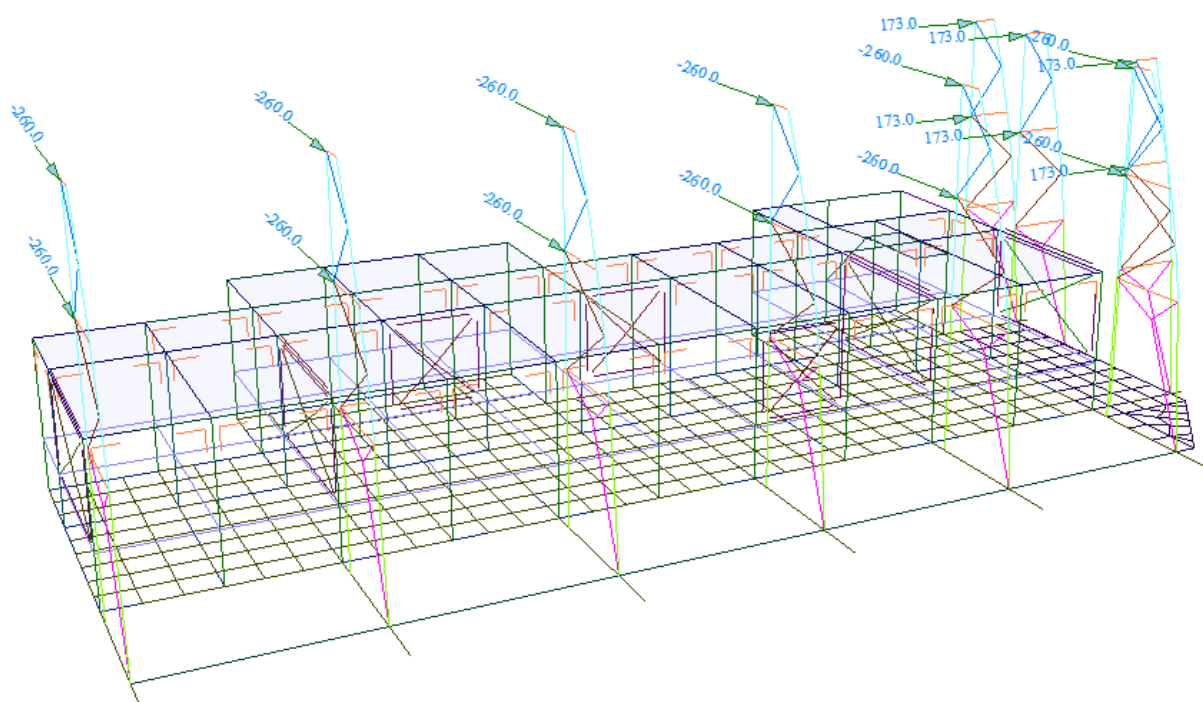


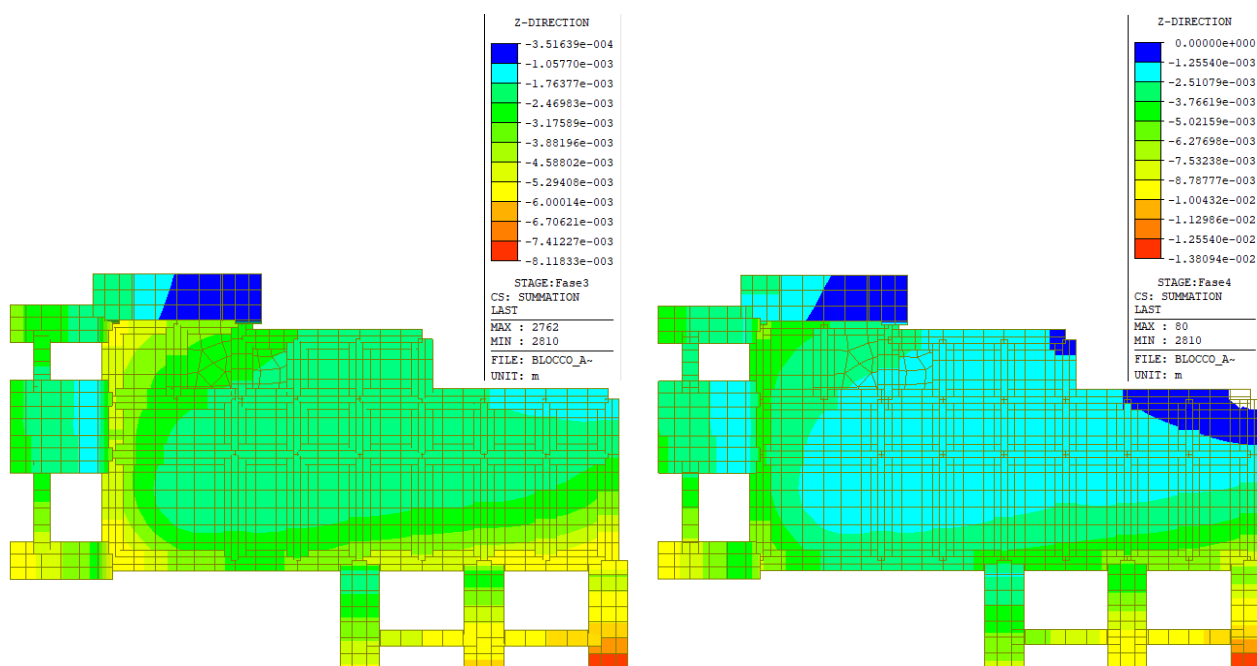
FIGURA 6.4 BLOCCO B: AZIONI NODALI INSTABILIZZANTI TRASMESSE DAI DISSIPATORI AGLI ESOSCHELETRI PER ANALISI STATICHE NON LINEARI

6.2.1. Controllo della stabilità del nuovo sistema di fondazione mediante analisi statiche non lineari

Come già indicato in precedenza, tale analisi consiste nell'applicazione delle forze instabilizzanti massime trasmissibili dai dissipatori agli esoscheletri, controllando che non si abbiano fenomeni di "sollevamento" del sistema fondazione-terreno attraverso la definizione di un suolo a comportamento non lineare modellato mediante molle reagenti a soli sforzi di compressione. I risultati delle analisi sono mostrati nelle colormap di FIGURA 6.5 e FIGURA 6.6 rispettivamente per il blocco A ed il blocco B, da cui si evince che gli spostamenti verticali sono tutti negativi a meno di alcune zone di spigolo molto localizzate.

Tali risultati si possono ritenere più che soddisfacenti in quanto mostrano che:

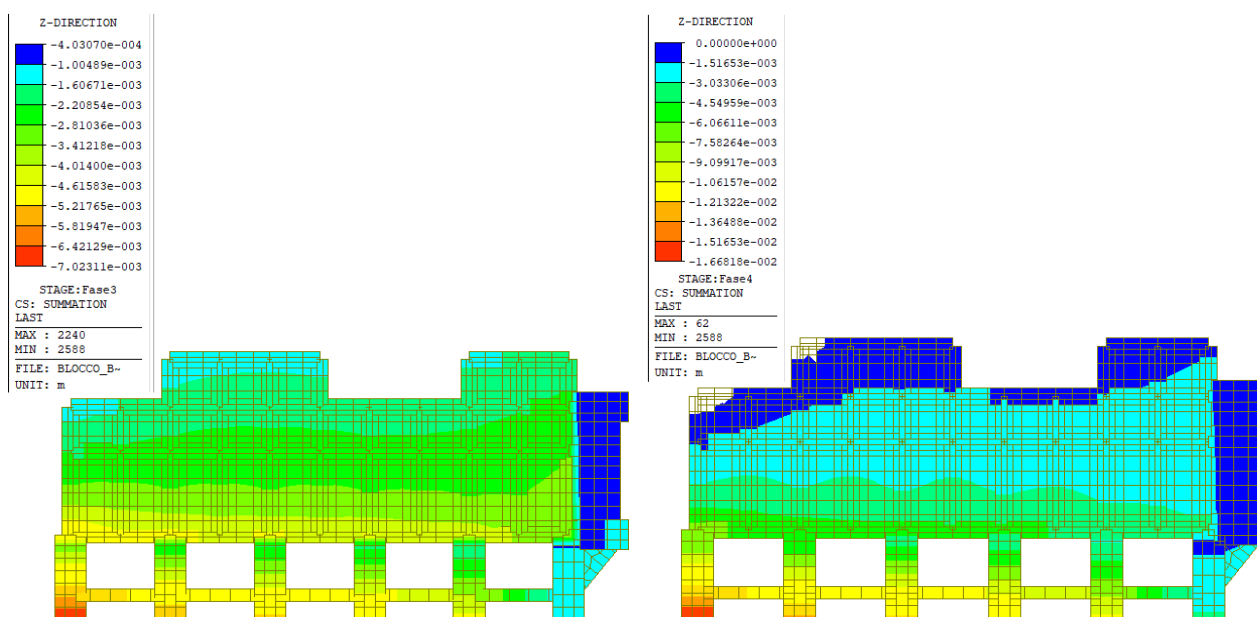
- ✓ la soluzione progettuale adottata, cioè quella di unire le fondazioni degli esoscheletri in carpenteria metallica al sistema di fondazione esistente già rinforzato sensibilmente in seguito agli interventi del 1996, ha permesso di eliminare il problema del ribaltamento legato all'applicazione delle azioni orizzontali in testa agli esoscheletri che altrimenti provocavano la perdita dell'equilibrio per eccessivo "sollevamento" delle travi di fondazione di nuova realizzazione;



Fase 3: realizzazione esoscheletri

Fase 4 – Sisma SLC con forze max dissipatori

FIGURA 6.5 – BLOCCO A: COLORMAP SPOSTAMENTI VERTICALI DERIVANTE DA ANALISI STATICA NON LINEARE PER FASI DI COSTRUZIONE



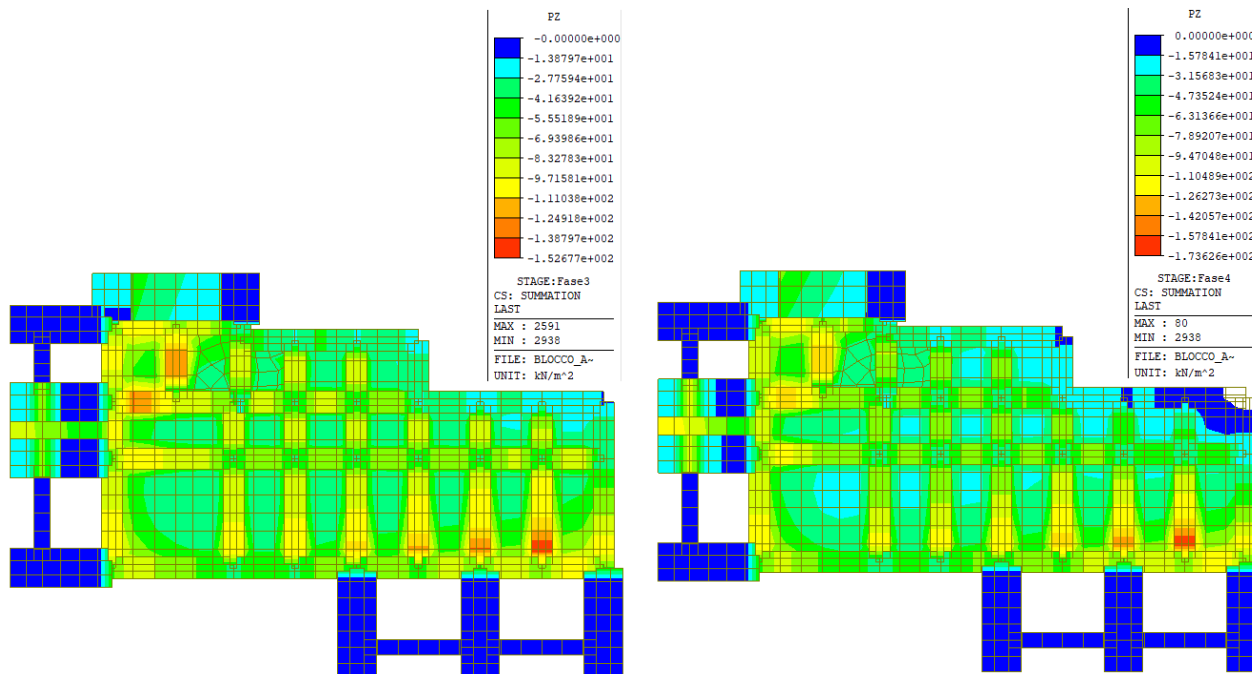
Fase 3: realizzazione esoscheletri

Fase 4 – Sisma SLC con forze max dissipatori

FIGURA 6.6 – BLOCCO B: COLORMAP SPOSTAMENTI VERTICALI DERIVANTE DA ANALISI STATICA NON LINEARE PER FASI DI COSTRUZIONE

- ✓ dalla lettura della colormap dei valori di “soil pressure” si evince che il massimo valore lo si ha sulla fondazione esistente, che quindi collabora alla portanza del sistema complessivo, con valori inferiori alla soglia di 3.60 daN/cm^2 che, come vedremo successivamente, rappresenta la portanza di progetto del sistema terreno – fondazione di una superficie unitaria;

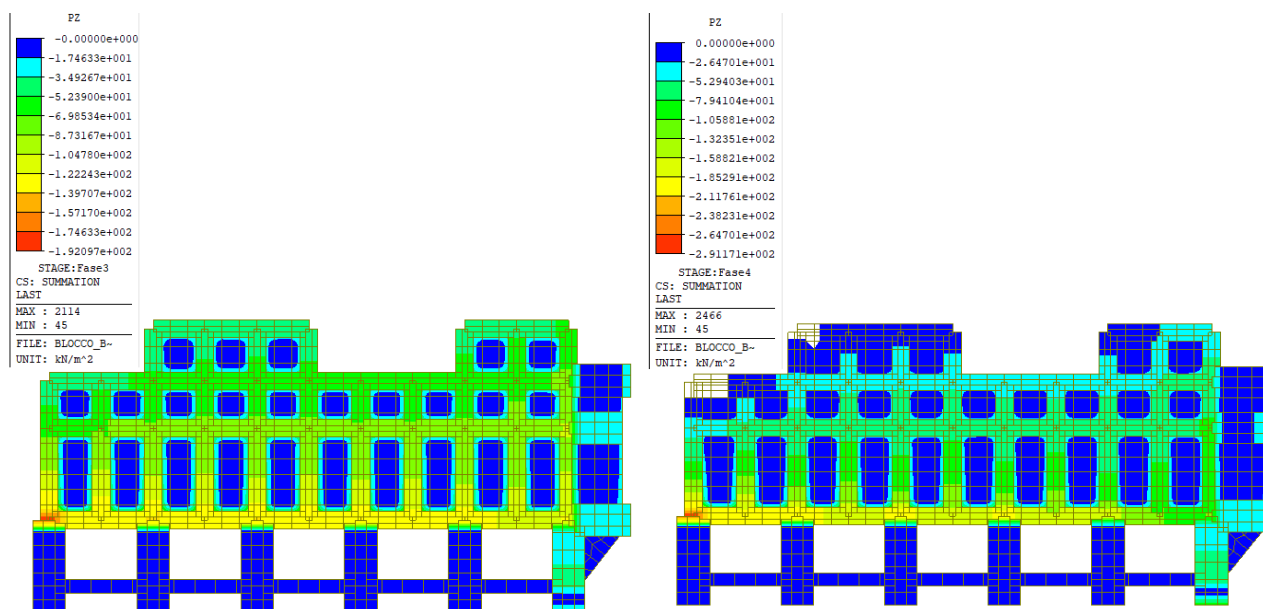
- ✓ le condizioni maggiormente severe le si hanno per il blocco B, visto la presenza di dispositivi tipo C2 capaci di trasmettere forze molto più alte rispetto ai dispositivi di tipo C1 presenti sul blocco A.



Fase 3: realizzazione esoscheletri

Fase 4 – Sisma SLC con forze max dissipatori

FIGURA 6.7 – BLOCCO A: COLORMAP “SOIL PRESSURE” DERIVANTE DA ANALISI STATICA NON LINEARE PER FASI DI COSTRUZIONE



Fase 3: realizzazione esoscheletri

Fase 4 – Sisma SLC con forze max dissipatori

FIGURA 6.8 – BLOCCO B: COLORMAP “SOIL PRESSURE” DERIVANTE DA ANALISI STATICA NON LINEARE PER FASI DI COSTRUZIONE

6.2.2. Valutazione del fattore di sicurezza per capacità portante

Le letture delle tensioni alla winkler riportate al paragrafo precedente non tengono conto delle azioni inerziali indotte sulla struttura esistente, ma solo di quelle trasmesse agli esoscheletri attraverso il sistema di dissipazione. Ragione per cui è stata eseguita anche un'analisi spettrale secondo quanto già dettagliato al §6.1 della presente relazione, ove lo spettro elastico è quello smorzato già rappresentato in FIGURA 4.12.

I risultati ottenuti sono sintetizzati nelle colormap “soil pressure” rappresentate nelle figure seguenti per entrambi i corpi A e B analizzati ed inviluppo delle combinazioni di carico allo SLU; come si può vedere, se per il corpo A si ottengono valori molto inferiori e compatibili con quelli ottenuti nelle analisi statiche non lineari di cui al paragrafo precedente, le condizioni maggiormente severe le si hanno per il blocco B, il che appare congruente con le condizioni presenti in quanto si ricorda che in questa struttura si sono adottati dissipatori tipo C2 capaci di trasmettere forze molto maggiori rispetto ai dispositivi C1.

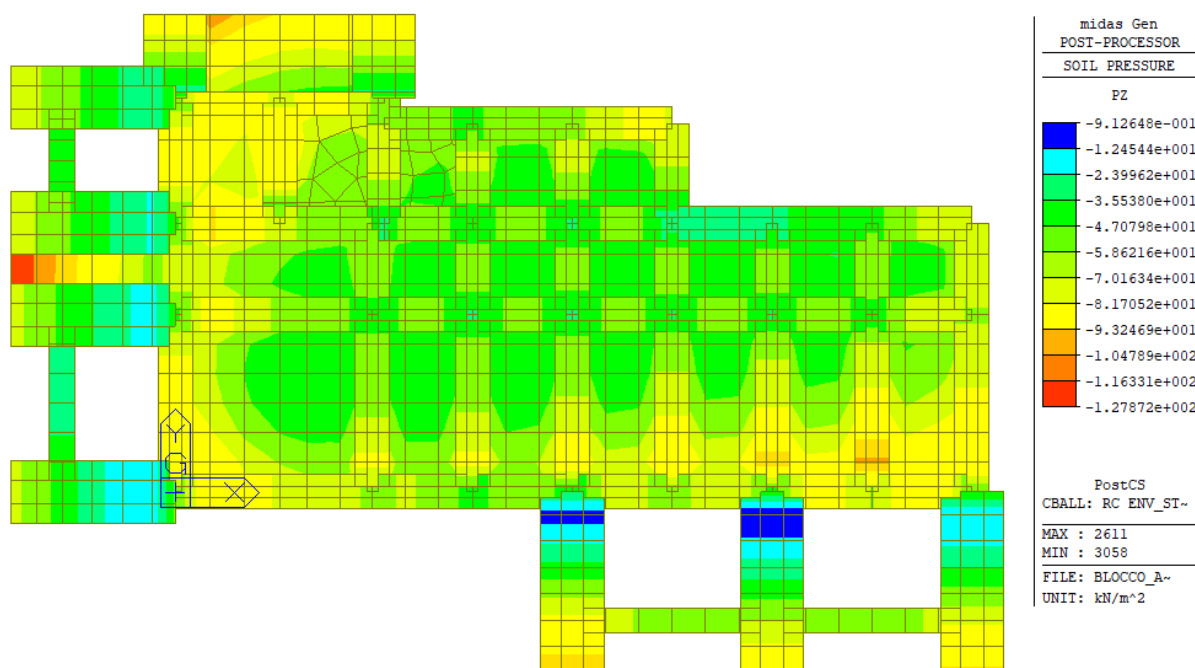


FIGURA 6.9 – BLOCCO A: COLORMAP “SOIL PRESSURE” PER INVILUPPO COMBINAZIONI ANALISI LINEARE CON SPETTRO DI RISPOSTA SMORZATO

Soffermamento l'attenzione proprio sul blocco B, è possibile vedere che solo in maniera localizzata sul lato Est è presente un picco dello stato tensionale, con valore massimo della “soil pressure” pari a 3.63 daN/cm^2 ; tale valore, anche se in maniera molto conservativa, rappresenta la domanda secondo la metodologia applicativa esplicitata al §5.3 della presente relazione.

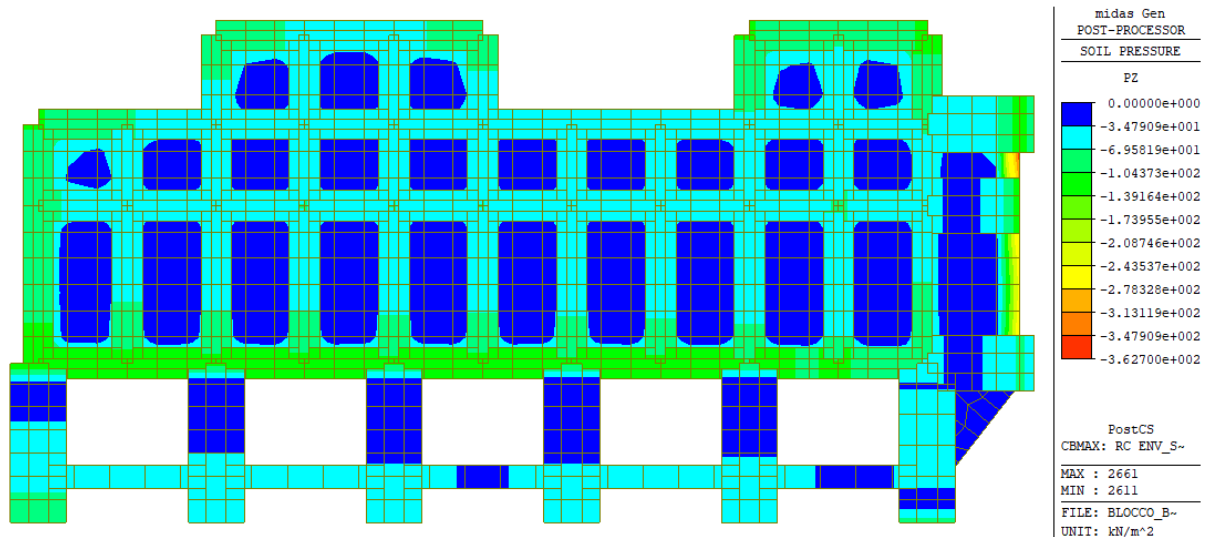


FIGURA 6.10 – BLOCCO B: COLORMAP “SOIL PRESSURE” PER INVILUPPO COMBINAZIONI ANALISI LINEARE CON SPETTRO DI RISPOSTA SMORZATO

Per valutare la capacità, si è determinata la portanza verticale secondo la formula di Brinch-Hansen riportata al §5.3.1 con riferimento ad una superficie unitaria ($B = L = 1$ m), trascurando nel caso specifico le componenti orizzontali in quanto non significative; difatti, la soluzione progettuale degli esoscheletri è stata appositamente sviluppata per portare alla base esclusivamente azioni assiali e, poiché le colonne hanno un’inclinazione prossima ai 90° rispetto all’orizzontale, si comprende la quasi esclusività delle componenti verticali delle azioni all’imposta del sistema fondale di nuova realizzazione.

Nel seguito si mostra il tabulato numerico ottenuto implementando la procedura di verifica su un foglio di lavoro excel, da cui emerge il soddisfacimento dello specifico requisito prestazionale. In particolare, oltre alla simbologia già descritta al §5.3.1, nell’ultima riga di verifica con i simboli A1, A2 e A3 sono indicate i valori delle tre componenti che compongono la formula trinomia, da cui si ottiene mediante sommatoria il valore nominale del carico limite Q_{lim} ; il valore di progetto $Q_{lim,d}$ si ottiene dividendo quello nominale per il coefficiente di sicurezza $\gamma_{R=2.3}$. Ne consegue pertanto che il valore minimo del fattore di sicurezza è pari a:

$$FS = \frac{Q_{lim,d}}{Q_{sd,max}} = \frac{366.99 \text{ kPa}}{362.70 \text{ kPa}} = 1.01 > 1.00 \text{ [OK!]}$$

Input Geometria		
B	[m]	1
L	[m]	1
D	[m]	2
γ_{lat}	[kN/m ³]	19.5
ϕ'_{lat}	[°]	20
γ	[kN/m ³]	19.5
ϕ'	[°]	20
c'	[kN/m ²]	10
cu	[kN/m ²]	5
E	[Mpa]	50
v	-	0.25
γ_R	-	2.3
Condizioni	-	Drenata
ω (inclin. P.C.)	[°]	0
Cons. profondità	-	SI
Asse lato B	-	Y
Falda	-	NO
affondamento	[m]	2
γ_w	[kN/m ³]	10

Fattori di capacità portante		
G	[Mpa]	20.00
Nq	-	6.399
Nc	-	14.835
N γ	-	5.386
gq	-	1.000
gc	-	1.000
g γ	-	1.000
σ	[kN/m ²]	48.75
I_r	-	721
$I_{r,crit}$	-	29
Ψ_q	-	1.00
Ψ_c	-	1.00
Ψ_γ	-	1.00

rottura generale

Ulteriori coefficienti correttivi			
Eccentricità del carico			
eB	eL	B'	L'
[m]	[m]	[m]	[m]
0.000	0.000	1.00	1.00
Fattori di forma			
sq	sc	s γ	
-	-	-	
1.364	1.431	0.600	
Fattori di profondità			
dq	dc	d γ	
-	-	-	
1.361	1.427	1.000	

VERIFICA							
A1	A2	A3	q _{lim}	Q _{lim,k}	Q _{lim,d}	FS	Verifica
[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]	[kN]	-	-
303.09	509.48	31.51	844.08	844.08	366.99	1.01	SI

6.3. Verifica [STR] Stato limite SLC

6.3.1. Elementi di nuova realizzazione

Di seguito si riportano gli involuipi delle caratteristiche della sollecitazione interna delle travi di fondazione di nuova realizzazione, quindi si esplicitano le verifiche di resistenza e di esercizio negli elementi maggiormente significativi. Si ritiene inoltre importante indicare che:

- Il software ha implementata una procedura interna di “Design”, pertanto provvede in maniera automatica a valutare, per ciascuna sezione resistente di inizio, centro e fine, l’armatura longitudinale e le staffe strettamente necessarie ai fini del soddisfacimento dei requisiti di resistenza, impostando in input alcuni aspetti quali i minimi normativi, la distanza del copriferro dal bordo, i diametri delle barre e delle staffe;
- In seguito al dimensionamento, si è proceduto ad ottimizzare le armature sulle travi andando a definire i dettagli costruttivi della distinta armatura, quindi si passa ad inserire all’interno del modello di calcolo le armature finali;
- il software procede quindi alla procedura di *check*, cioè di verifica vera e propria, dove in funzione delle caratteristiche della sollecitazione interna e delle armature inserite in input per ciascun elemento beam (vedi punto precedente), si esegue la verifica nel rispetto dei requisiti indicati al paragrafo 4 delle NTC2018.

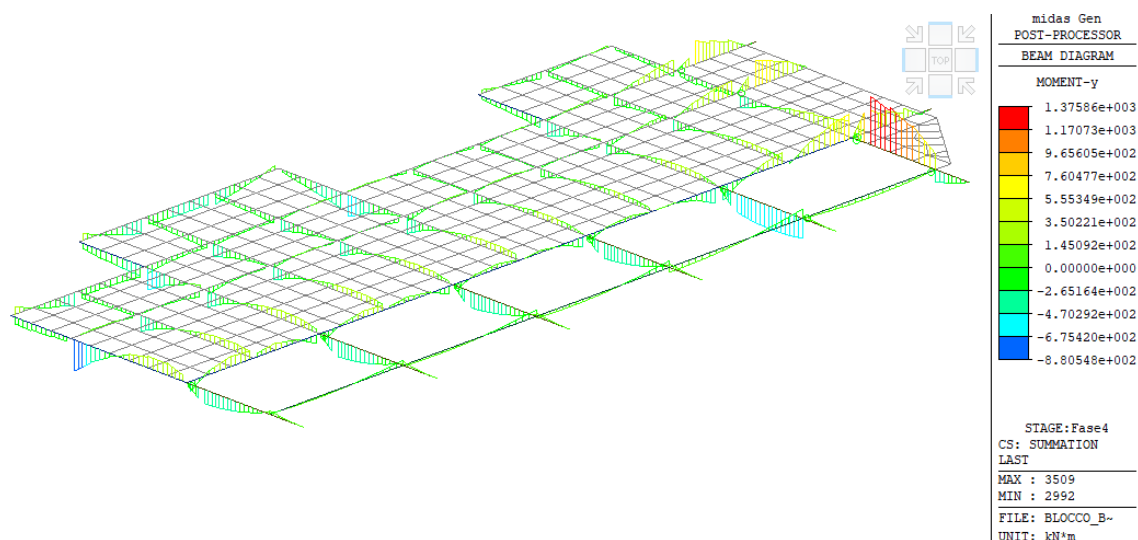


FIGURA 6.11 – BLOCCO B: DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE – TRAVI DI FONDAZIONE

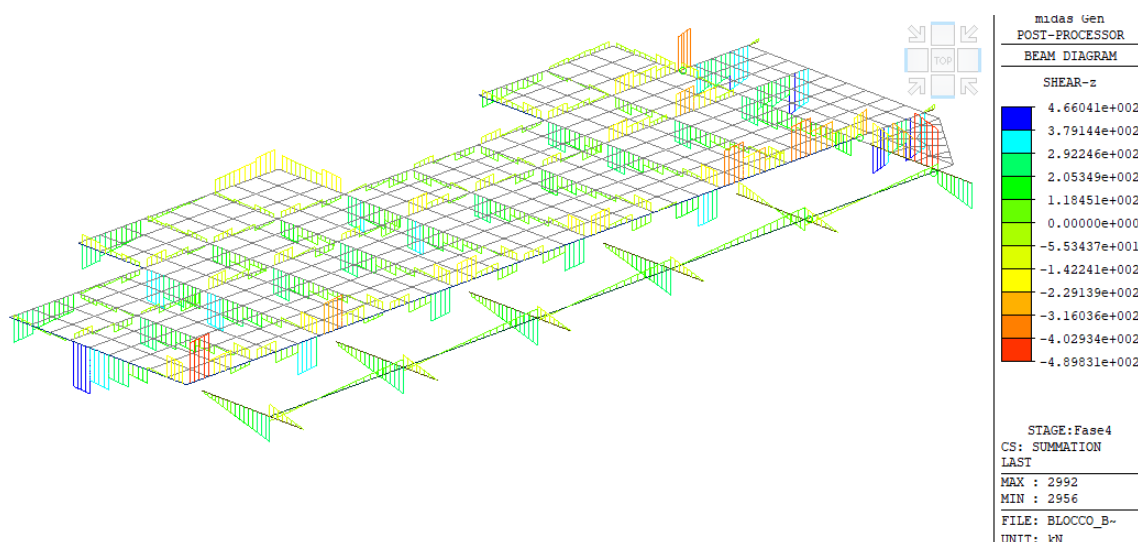


FIGURA 6.12 – BLOCCO B: DIAGRAMMA DEL TAGLIO – TRAVI DI FONDAZIONE

Di seguito i risultati maggiormente significativi, rinviando per maggiori dettagli ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione. Al fine di verificare la bontà delle verifiche di sicurezza eseguite, si procede comunque alla valutazione del momento resistente della trave rovescia di nuova realizzazione attraverso l'utilizzo del software free VCA SLU del prof. Piero Gherzi, che si ricorda essere ampiamente validato e permette la valutazione del momento resistente di una sezione in c.a. secondo il metodo semiprobabilistico degli stati limite e con le ipotesi classiche alla base della teoria del c.a. (legame dello stress-block per il cls e resistenza a sola compressione, legame elasto-plastico perfetto per le barre di armatura); osservando lo stralcio mostrato in FIGURA 6.13 e FIGURA 6.14, è possibile controllare che sia il momento resistente positivo (fibre tese inferiori) che quello negativo risultano sempre al di sopra delle corrispondenti sollecitazioni interne riportate nello stralcio di FIGURA 6.11.

Titolo : _____

N° strati barre **3** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	120
2	220	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	24.13	4
2	22.12	87
3	22.12	197

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. **→** Metodo n **←**

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} **67.5** ‰ ϵ_{c2} **2** ‰
 f_{yd} **391.3** N/mm² ϵ_{cu} **3.5** ‰
 E_s **200,000** N/mm² f_{cd} **14.17** ‰
 E_s/E_c **15** f_{cc}/f_{cd} **0.8** ?
 ϵ_{syd} **1.957** ‰ $\sigma_{c,adm}$ **9.75**
 $\sigma_{s,adm}$ **255** N/mm² τ_{co} **0.6**
 τ_{c1} **1.829**

M_{xRd} **-2.782** kN m
 σ_c **-14.17** N/mm²
 σ_s **391.3** N/mm²
 ϵ_c **2.157** ‰
 ϵ_s **67.5** ‰
 d **196** cm
 x **6.07** x/d **0.03097**
 δ **0.7**

N° rett. **100**
 Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ cm **Col. modello**
☐ Precompresso

FIGURA 6.13 – VALUTAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE “POSITIVO” DELLA TRAVE ROVESCIA DI NUOVA REALIZZAZIONE

Tipo Sezione
☐ Rettangoli ☒ Coord.

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	120
2	220	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	24.13	4
2	22.12	87
3	22.12	197

Sollecitazioni
 S.L.U. **→** Metodo n **←**

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} **67.5** ‰ ϵ_{c2} **2** ‰
 f_{yd} **391.3** N/mm² ϵ_{cu} **3.5** ‰
 E_s **200,000** N/mm² f_{cd} **14.17** ‰
 E_s/E_c **15** f_{cc}/f_{cd} **0.8** ?
 ϵ_{syd} **1.957** ‰ $\sigma_{c,adm}$ **9.75**
 $\sigma_{s,adm}$ **255** N/mm² τ_{co} **0.6**
 τ_{c1} **1.829**

M_{xRd} **2.390** kN m
 σ_c **-14.17** N/mm²
 σ_s **391.3** N/mm²
 ϵ_c **3.295** ‰
 ϵ_s **67.5** ‰
 d **197** cm
 x **9.169** x/d **0.04654**
 δ **0.7**

N° rett. **100**
 Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ cm **Col. modello**
☐ Precompresso

FIGURA 6.14 – VALUTAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE “NEGATIVO” DELLA TRAVE ROVESCIA DI NUOVA REALIZZAZIONE

BLOCCO B: DETTAGLIO VERIFICA TRAVE RETTANGOLARE F90x80

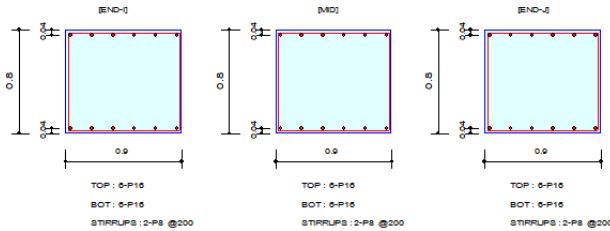
STATO LIMITE SLU/SLV

MEMB SECT	SE L	Section		fck	PO S	CHK	AsTop	AsBot	N(-) M_Ed	LC B	x/d	N(-) M_Rd	Rat-N	P(+) M_Ed	LC B	x/d	P(+) M_Rd	Rat-P	V_Ed	LC B	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-	
		Bc	Hc	f/yk																						
		Span	bf	hf																						fyw
3449	┐		F90x80	25000.0	I	OK	0.0012	0.0012	89.4643	2	0.05	350.076	0.26	52.7528	1	0.05	350.076	0.15	64.3087	2	222.765	133.826	0.29	0.48	0.2	
25			0.900	0.800	450000	M	OK	0.0012	0.0012	68.0587	2	0.05	350.076	0.19	61.3094	1	0.05	350.076	0.18	58.0087	2	222.765	133.826	0.26	0.43	0.2
1.4000			0.000	0.000	450000	J	OK	0.0012	0.0012	31.8627	2	0.05	350.076	0.09	62.2802	1	0.05	350.076	0.18	45.4087	2	222.765	133.826	0.20	0.34	0.2
3450	┐		F90x80	25000.0	I	OK	0.0012	0.0012	52.5549	2	0.05	350.076	0.15	94.6918	1	0.05	350.076	0.27	55.9616	2	222.765	133.826	0.25	0.42	0.2	
25			0.900	0.800	450000	M	OK	0.0012	0.0012	34.0709	2	0.05	350.076	0.10	95.3454	1	0.05	350.076	0.27	49.6616	2	222.765	133.826	0.22	0.37	0.2
1.4000			0.000	0.000	450000	J	OK	0.0012	0.0012	3.71773	2	0.05	350.076	0.01	93.7939	1	0.05	350.076	0.27	37.0616	2	222.765	133.826	0.17	0.28	0.1
3451	┐		F90x80	25000.0	I	OK	0.0012	0.0012	35.6726	2	0.05	350.076	0.10	146.511	1	0.05	350.076	0.42	53.0101	2	222.765	133.826	0.24	0.40	0.2	
25			0.900	0.800	450000	M	OK	0.0012	0.0012	18.2216	2	0.05	350.076	0.05	146.419	1	0.05	350.076	0.42	46.7101	2	222.765	133.826	0.21	0.35	0.2
1.4000			0.000	0.000	450000	J	OK	0.0012	0.0012	0.00000	2	0.05	350.076	0.00	139.620	1	0.05	350.076	0.40	34.1101	2	222.765	133.826	0.15	0.25	0.1
3452	┐		F90x80	25000.0	I	OK	0.0012	0.0012	8.71218	2	0.05	350.076	0.02	279.310	1	0.05	350.076	0.80	46.8206	2	222.765	133.826	0.21	0.35	0.2	
25			0.900	0.800	450000	M	OK	0.0012	0.0012	0.00000	2	0.05	350.076	0.00	265.989	1	0.05	350.076	0.76	53.8094	1	222.765	133.826	0.24	0.40	0.2
1.4000			0.000	0.000	450000	J	OK	0.0012	0.0012	0.00000	2	0.05	350.076	0.00	232.732	1	0.05	350.076	0.66	60.1094	1	222.765	133.826	0.27	0.45	0.2

1. Design Information

Member Number : 3452
 Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System : kN, m
 Material Data : fck = 25000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Section Property : F90x80 (No: 25) Beam Span : 1.4 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M_Ed)	8.71	0.00	0.00
Factored Strength (M_Rd)	350.08	350.08	350.08
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.0249	0.0000	0.0000
Neutral Axis (x/d)	0.0522	0.0522	0.0522
(+) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M_Ed)	279.31	265.99	232.73
Factored Strength (M_Rd)	350.08	350.08	350.08
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.7979	0.7598	0.6648
Neutral Axis (x/d)	0.0522	0.0522	0.0522
Using Rebar Top (As_top)	0.0012	0.0012	0.0012
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0012	0.0012	0.0012

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	1	1
Factored Shear Force (V_Ed)	46.82	53.81	60.11
Shear Strength by Conc (V_Rdc)	222.77	222.77	222.77
Shear Strength by Rebar (V_Rds)	133.83	133.83	133.83
Shear Strength by Rebar (V_Rdmax)	2565.00	2565.00	2565.00
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0005	0.0005	0.0005
Using Stirrups Spacing	2-P8 @200	2-P8 @200	2-P8 @200
Shear Ratio by Conc	0.2102	0.2416	0.2698
Shear Ratio by (V_Rds; V_Rdmax)	0.3499	0.4021	0.4492
Check Ratio	0.2102	0.2416	0.2698

VERIFICA STATO LIMITE SLE

MEMB	SECT	Span	Section	fck	fyk	PO S	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc	fyk			Concrete				reinforcement									
			bf	hf	fyw			Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-sa	Bot-sa	Top-w	Top-w	Bot-w	Bot-wa	Def	Defa
25			0.900	0.800	450000	M	OK	711.773	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	8140.81	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0056
1.4000			0.000	0.000	450000	J	OK	731.407	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	8365.37	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
3452			F90x80	25000.0	I	OK	1296.06	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	14823.5	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0056
25			0.900	0.800	450000	M	OK	1296.06	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	14823.5	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0056
1.4000			0.000	0.000	450000	J	OK	1251.83	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	14317.6	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
3453			F90x80	25000.0	I	OK	199.216	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2278.50	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0056
25			0.900	0.800	450000	M	OK	534.737	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	6115.98	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0056
1.4000			0.000	0.000	450000	J	OK	671.043	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	7674.95	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
3546			F90x80	25000.0	I	OK	268.947	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	3076.04	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0056
25			0.900	0.800	450000	M	OK	313.991	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	3591.22	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0056
1.4000			0.000	0.000	450000	J	OK	313.991	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	3591.22	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
3547			F90x80	25000.0	I	OK	305.057	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	3489.05	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0056
25			0.900	0.800	450000	M	OK	275.154	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	3147.04	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0056
1.4000			0.000	0.000	450000	J	OK	152.437	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1743.48	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		

BLOCCO B: DETTAGLIO VERIFICA TRAVE ROVESCIA F220x200

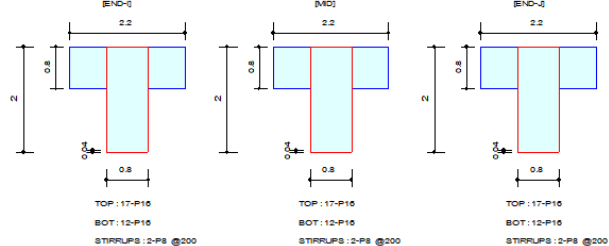
STATO LIMITE SLU/SLV

MEMB	SE	Section	fck	PO	CHK	AsTop	AsBot	N(-) M_Ed	LC	x/d	N(-) M_Rd	Rat-N	P(+) M_Ed	LC	x/d	P(+) M_Rd	Rat-P	V_Ed	LC	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
SECT	L	Bc Hc	fyk	S					B					B					B					
Span		bf hf	fyw																					
2961		F220x200	25000.0	I	OK	0.0034	0.0024	82.8687	2	0.03	2543.01	0.03	1586.62	1	0.02	1831.84	0.87	430.976	1	436.847	345.130	0.99	1.25	0.99
24	✓	0.800 2.000	450000	M	OK	0.0034	0.0024	82.8687	2	0.03	2543.01	0.03	1586.62	1	0.02	1831.84	0.87	430.976	1	436.847	345.130	0.99	1.25	0.99
2.8500		2.200 0.800	450000	J	OK	0.0034	0.0024	82.8687	2	0.03	2543.01	0.03	1586.62	1	0.02	1831.84	0.87	430.976	1	436.847	345.130	0.99	1.25	0.99
3441		F220x200	25000.0	I	OK	0.0034	0.0024	0.00000	2	0.03	2543.01	0.00	1.71996	2	0.02	1831.84	0.00	15.2943	2	436.847	345.130	0.04	0.04	0.04
24	□	0.800 2.000	450000	M	OK	0.0034	0.0024	0.00000	2	0.03	2543.01	0.00	15.4797	2	0.02	1831.84	0.01	45.8828	2	436.847	345.130	0.11	0.13	0.11
0.8997		2.200 0.800	450000	J	OK	0.0034	0.0024	0.00000	2	0.03	2543.01	0.00	27.5194	2	0.02	1831.84	0.02	61.1771	2	436.847	345.130	0.14	0.18	0.14
3442		F220x200	25000.0	I	OK	0.0034	0.0024	0.00000	2	0.03	2543.01	0.00	1.71996	2	0.02	1831.84	0.00	15.2943	2	436.847	345.130	0.04	0.04	0.04
24	□	0.800 2.000	450000	M	OK	0.0034	0.0024	0.00000	2	0.03	2543.01	0.00	15.4797	2	0.02	1831.84	0.01	45.8828	2	436.847	345.130	0.11	0.13	0.11
0.8997		2.200 0.800	450000	J	OK	0.0034	0.0024	0.00000	2	0.03	2543.01	0.00	27.5194	2	0.02	1831.84	0.02	61.1771	2	436.847	345.130	0.14	0.18	0.14
3443		F220x200	25000.0	I	OK	0.0034	0.0024	0.00000	2	0.03	2543.01	0.00	1.71996	2	0.02	1831.84	0.00	15.2943	2	436.847	345.130	0.04	0.04	0.04
24	□	0.800 2.000	450000	M	OK	0.0034	0.0024	0.00000	2	0.03	2543.01	0.00	15.4797	2	0.02	1831.84	0.01	45.8828	2	436.847	345.130	0.11	0.13	0.11
0.8997		2.200 0.800	450000	J	OK	0.0034	0.0024	0.00000	2	0.03	2543.01	0.00	27.5194	2	0.02	1831.84	0.02	61.1771	2	436.847	345.130	0.14	0.18	0.14
3444		F220x200	25000.0	I	OK	0.0034	0.0024	0.00000	2	0.03	2543.01	0.00	1.71996	2	0.02	1831.84	0.00	15.2943	2	436.847	345.130	0.04	0.04	0.04
24	□	0.800 2.000	450000	M	OK	0.0034	0.0024	0.00000	2	0.03	2543.01	0.00	15.4797	2	0.02	1831.84	0.01	45.8828	2	436.847	345.130	0.11	0.13	0.11
0.8997		2.200 0.800	450000	J	OK	0.0034	0.0024	0.00000	2	0.03	2543.01	0.00	27.5194	2	0.02	1831.84	0.02	61.1771	2	436.847	345.130	0.14	0.18	0.14

1. Design Information

Member Number : 2961
 Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System : kN, m
 Material Data : fck = 25000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Section Property : F220x200 (No : 24) Beam Span : 2.85 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M_Ed)	82.87	82.87	40.33
Factored Strength (M_Rd)	2543.01	2543.01	2543.01
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.0326	0.0326	0.0159
Neutral Axis (x/d)	0.0339	0.0339	0.0339
(+) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M_Ed)	1586.62	1348.42	624.31
Factored Strength (M_Rd)	1831.84	1831.84	1831.84
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8661	0.7361	0.3408
Neutral Axis (x/d)	0.0236	0.0236	0.0236
Using Rebar Top (As_top)	0.0034	0.0034	0.0034
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0024	0.0024	0.0024

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	1
Factored Shear Force (V_Ed)	430.98	430.98	430.98
Shear Strength by Conc (V_Rdc)	436.85	436.85	436.85
Shear Strength by Rebar (V_Rds)	345.13	345.13	345.13
Shear Strength by Rebar (V_Rdmax)	5880.00	5880.00	5880.00
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0005	0.0005	0.0005
Using Stirrups Spacing	2-P8 @200	2-P8 @200	2-P8 @200
Shear Ratio by Conc	0.9866	0.9866	0.9866
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	1.2487	1.2487	1.2487
Check Ratio	0.9866	0.9866	0.9866

VERIFICA STATO LIMITE SLE

MEMB	SE	Section	fck	PO	CHK	Stress Control						Crack Control				Deflection Control	
SECT	L	Bc Hc	fyk	S		Concrete			reinforcement			Top-w		Bot-w		Def	Defa
Span		bf hf	fyw			Top-s	Top-sa	Bot-s	Top-s	Top-sa	Bot-sa	Top-w	Top-w	Bot-w	Bot-wa		
2960		F220x200	25000.0	I	OK	61.4178	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	1245.32	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	
24	□	0.800 2.000	450000	M	OK	187.790	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	3807.68	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000
0.8000		2.200 0.800	450000	J	OK	252.744	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	5124.71	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	
2961		F220x200	25000.0	I	OK	540.783	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	10965.1	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	
24	✓	0.800 2.000	450000	M	OK	453.376	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	9192.77	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000
2.8500		2.200 0.800	450000	J	OK	209.207	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	4241.93	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0114
2962		F220x200	25000.0	I	OK	39.0762	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	792.319	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	
24	□	0.800 2.000	450000	M	OK	120.765	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	2448.66	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000
0.8000		2.200 0.800	450000	J	OK	163.378	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	3312.69	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	
2963		F220x200	25000.0	I	OK	474.478	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	9620.65	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	
24	□	0.800 2.000	450000	M	OK	373.795	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	7579.17	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000
2.8500		2.200 0.800	450000	J	OK	176.272	11250.0	0.00000	0.00000	0.00000	3574.13	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0114

Di seguito si ripetono i risultati maggiormente significativi per il blocco A.

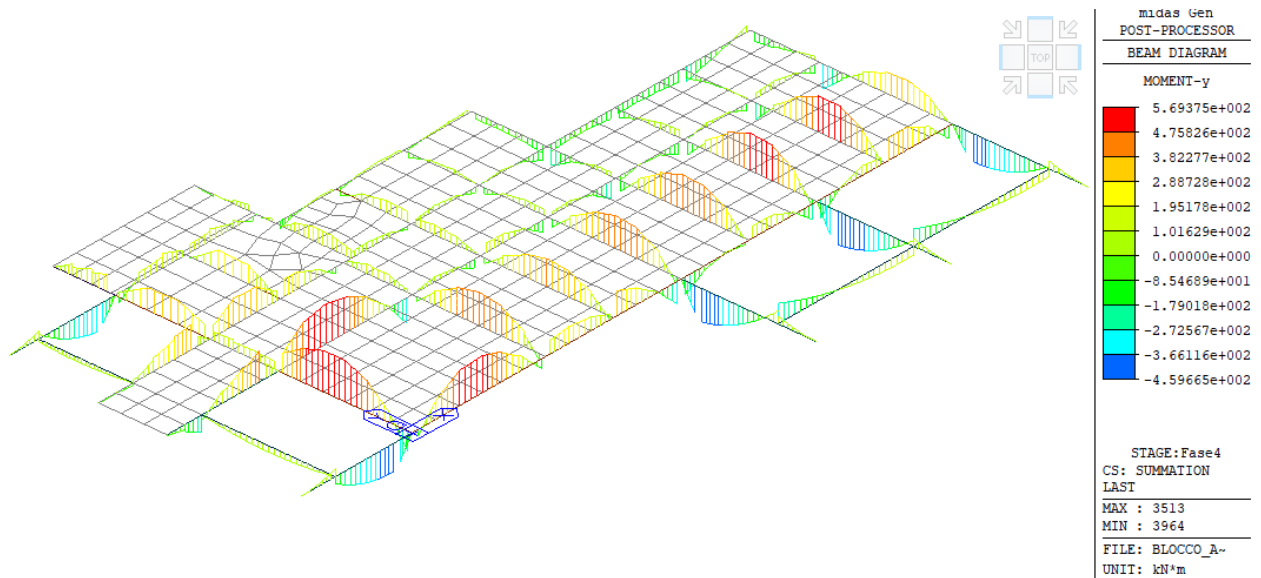


FIGURA 6.15 – BLOCCO A: DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE – TRAVI DI FONDAZIONE

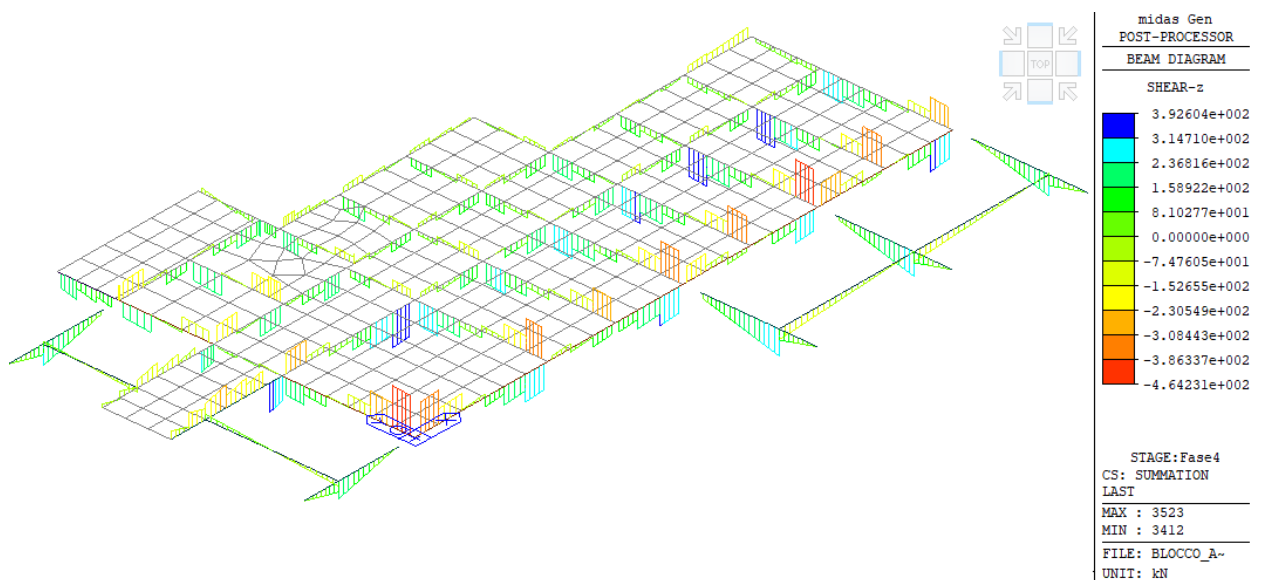


FIGURA 6.16 – BLOCCO A: DIAGRAMMA DEL TAGLIO – TRAVI DI FONDAZIONE

BLOCCO A: DETTAGLIO VERIFICA TRAVE ROVESCIA F220x200

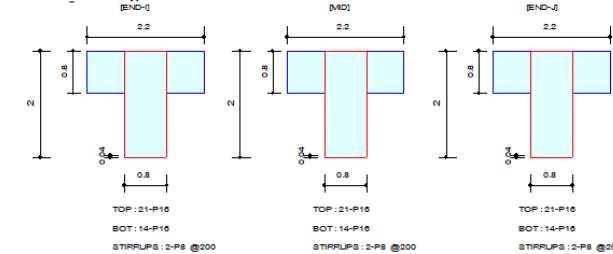
STATO LIMITE SLU/SLV

MEMB	SE	Section	fck	PO	CHK	AsTop	AsBot	N(-)	LC	x/d	N(-)	Rat-N	P(+)	LC	x/d	P(+)	Rat-P	V_Ed	LC	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
SECT	L	Bc Hc	fyk	S				M_Ed	B		M_Rd		M_Ed	B		M_Rd			B					
Span		bf hf	fyw																					
3439		F220x200	25000.0	I	OK	0.0042	0.0028	251.893	2	0.04	3113.25	0.08	23.6468	3	0.03	2139.44	0.01	258.448	1	466.174	341.693	0.55	0.76	0.55
29	<input type="checkbox"/>	0.800 2.000	450000	M	OK	0.0042	0.0028	318.039	2	0.04	3113.25	0.10	0.00000	3	0.03	2139.44	0.00	235.197	1	466.174	341.693	0.50	0.69	0.50
1.0521		2.200 0.800	450000	J	OK	0.0042	0.0028	345.262	1	0.04	3113.25	0.11	0.00000	3	0.03	2139.44	0.00	188.694	1	466.174	341.693	0.40	0.55	0.40
3441		F220x200	25000.0	I	OK	0.0042	0.0028	130.741	2	0.04	3113.25	0.04	215.351	2	0.03	2139.44	0.10	465.436	2	467.962	344.099	0.99	1.35	0.99
29	<input type="checkbox"/>	0.800 2.000	450000	M	OK	0.0042	0.0028	29.1387	3	0.04	3113.25	0.01	676.359	2	0.03	2139.44	0.32	465.436	2	467.962	344.099	0.99	1.35	0.99
3.1563		2.200 0.800	450000	J	OK	0.0042	0.0028	29.1387	3	0.04	3113.25	0.01	882.491	2	0.03	2139.44	0.41	336.655	2	467.962	344.099	0.72	0.98	0.72
3443		F220x200	25000.0	I	OK	0.0042	0.0028	0.00000	3	0.04	3113.25	0.00	231.032	2	0.03	2139.44	0.11	290.597	2	467.962	344.099	0.62	0.84	0.62
29	<input type="checkbox"/>	0.800 2.000	450000	M	OK	0.0042	0.0028	15.4010	3	0.04	3113.25	0.00	638.331	2	0.03	2139.44	0.30	290.597	2	467.962	344.099	0.62	0.84	0.62
3.1563		2.200 0.800	450000	J	OK	0.0042	0.0028	28.0748	3	0.04	3113.25	0.01	725.111	2	0.03	2139.44	0.34	154.637	2	467.962	344.099	0.33	0.45	0.33
3445		F220x200	25000.0	I	OK	0.0042	0.0028	7.46450	2	0.04	3113.25	0.00	83.3137	1	0.03	2139.44	0.04	315.701	1	467.962	344.099	0.67	0.92	0.67
29	<input type="checkbox"/>	0.800 2.000	450000	M	OK	0.0042	0.0028	138.276	1	0.04	3113.25	0.04	12.5948	3	0.03	2139.44	0.01	292.450	1	466.174	341.693	0.63	0.86	0.63
1.0521		2.200 0.800	450000	J	OK	0.0042	0.0028	199.909	1	0.04	3113.25	0.06	0.00000	3	0.03	2139.44	0.00	245.947	1	466.174	341.693	0.53	0.72	0.53

1. Design Information

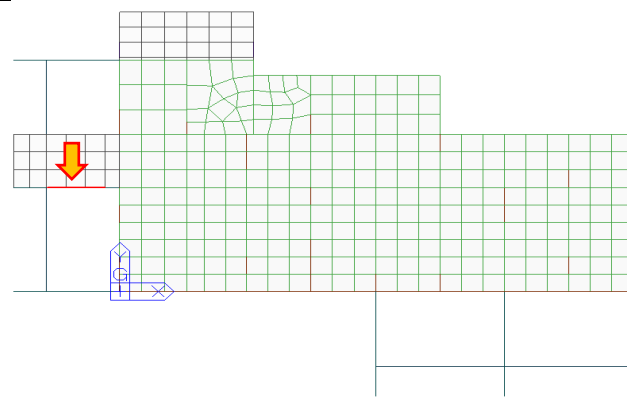
Member Number : 3441
 Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m
 Material Data : fck = 25000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Section Property : F220x200 (No : 29) Beam Span : 3.15628 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	3	3
Moment (M_Ed)	130.74	29.14	29.14
Factored Strength (M_Rd)	3113.25	3113.25	3113.25
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.0420	0.0094	0.0094
Neutral Axis (x/d)	0.0410	0.0410	0.0410
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M_Ed)	215.35	676.36	882.49
Factored Strength (M_Rd)	2139.44	2139.44	2139.44
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.1007	0.3161	0.4125
Neutral Axis (x/d)	0.0266	0.0266	0.0266
Using Rebar Top (As_top)	0.0042	0.0042	0.0042
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0028	0.0028	0.0028



4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (V_Ed)	465.44	465.44	336.65
Shear Strength by Conc (V_Rdc)	467.96	467.96	467.96
Shear Strength by Rebar (V_Rds)	344.10	344.10	344.10
Shear Strength by Rebar (V_Rdmax)	5862.43	5862.43	5862.43
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0005	0.0005	0.0005
Using Stirrups Spacing	2-P8 @200	2-P8 @200	2-P8 @200
Shear Ratio by Conc	0.9946	0.9946	0.7194
Shear Ratio by (V_Rds; V_Rdmax)	1.3526	1.3526	0.9784
Check Ratio	0.9946	0.9946	0.7194

VERIFICA STATO LIMITE SLE

MEMB	SE	Section	fck	PO	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
SECT	L	Bc Hc	fyk	S		Concrete				reinforcement				Top-w Top-w Bot-w Bot-wa				Def	Defa
Span		bf hf	fyw			Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa						
3439		F220x200	25000.0	I	OK	0.00000	0.00000	168.355	15000.0	1194.70	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
29	<input type="checkbox"/>	0.800 2.000	450000	M	OK	0.00000	0.00000	268.626	15000.0	1906.27	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0042
1.0521		2.200 0.800	450000	J	OK	0.00000	0.00000	310.512	15000.0	2203.50	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
3440		F220x200	25000.0	I	OK	0.00000	0.00000	352.513	15000.0	2501.56	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
29	<input type="checkbox"/>	0.800 2.000	450000	M	OK	0.00000	0.00000	267.270	15000.0	1896.65	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0032
0.8000		2.200 0.800	450000	J	OK	0.00000	0.00000	91.0137	15000.0	645.866	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
3441		F220x200	25000.0	I	OK	73.3419	15000.0	74.9073	15000.0	531.569	360000	1480.86	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003		
29	<input checked="" type="checkbox"/>	0.800 2.000	450000	M	OK	229.361	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	4631.07	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0126
3.1563		2.200 0.800	450000	J	OK	304.612	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	6150.48	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
3442		F220x200	25000.0	I	OK	134.856	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2722.91	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
29	<input type="checkbox"/>	0.800 2.000	450000	M	OK	99.3929	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2006.86	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0032
0.8000		2.200 0.800	450000	J	OK	31.9648	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	645.408	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		

BLOCCO A: DETTAGLIO VERIFICA TRAVE ROVESCIA F220x180

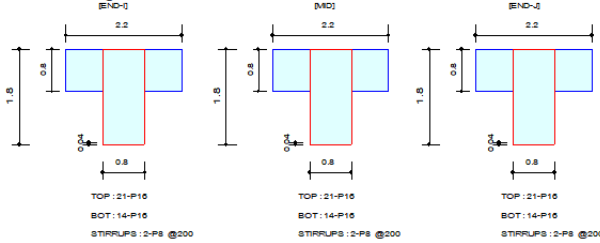
STATO LIMITE SLU/SLV

MEMB	SE	Section	fck	PO	CHK	AsTop	AsBot	N(-) M_Ed	LC	x/d	N(-) M_Rd	Rat-N	P(+) M_Ed	LC	x/d	P(+) M_Rd	Rat-P	V_Ed	LC	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
SECT	L	Bc Hc	fyk	S					B					B				B						
Span		bf hf	fyw																					
3453		F220x180	25000.0	I	OK	0.0042	0.0028	0.37664	3	0.05	2798.25	0.00	2.20494	2	0.03	1924.80	0.00	397.464	2	441.316	308.882	0.90	1.29	0.90
30		0.800 1.800	450000	M	OK	0.0042	0.0028	1.12401	3	0.05	2798.25	0.00	6.62073	2	0.03	1924.80	0.00	398.174	2	441.316	308.882	0.90	1.29	0.90
0.2000		2.200 0.800	450000	J	OK	0.0042	0.0028	1.49474	3	0.05	2798.25	0.00	8.83158	2	0.03	1924.80	0.00	398.529	2	441.316	308.882	0.90	1.29	0.90
3454		F220x180	25000.0	I	OK	0.0042	0.0028	139.426	3	0.05	2798.25	0.05	607.601	2	0.03	1924.80	0.32	277.010	2	441.316	308.882	0.63	0.90	0.63
30		0.800 1.800	450000	M	OK	0.0042	0.0028	109.132	3	0.05	2798.25	0.04	512.521	2	0.03	1924.80	0.27	436.008	2	441.316	308.882	0.99	1.41	0.99
2.7000		2.200 0.800	450000	J	OK	0.0042	0.0028	40.4582	3	0.05	2798.25	0.01	275.907	2	0.03	1924.80	0.14	436.008	2	441.316	308.882	0.99	1.41	0.99
3455		F220x180	25000.0	I	OK	0.0042	0.0028	1.38356	3	0.05	2798.25	0.00	0.00000	3	0.03	1924.80	0.00	249.468	3	439.455	306.475	0.57	0.81	0.57
30		0.800 1.800	450000	M	OK	0.0042	0.0028	4.14478	3	0.05	2798.25	0.00	0.00000	3	0.03	1924.80	0.00	249.113	3	439.455	306.475	0.57	0.81	0.57
0.2000		2.200 0.800	450000	J	OK	0.0042	0.0028	5.52243	3	0.05	2798.25	0.00	0.00000	3	0.03	1924.80	0.00	248.403	3	439.455	306.475	0.57	0.81	0.57
3456		F220x180	25000.0	I	OK	0.0042	0.0028	122.757	3	0.05	2798.25	0.04	289.765	2	0.03	1924.80	0.15	140.384	2	441.316	308.882	0.32	0.45	0.32
30		0.800 1.800	450000	M	OK	0.0042	0.0028	128.154	3	0.05	2798.25	0.05	223.114	2	0.03	1924.80	0.12	105.719	2	441.316	308.882	0.24	0.34	0.24
2.7000		2.200 0.800	450000	J	OK	0.0042	0.0028	84.3979	3	0.05	2798.25	0.03	37.7699	2	0.03	1924.80	0.02	138.829	3	439.455	306.475	0.32	0.45	0.32

1. Design Information

Member Number : 3454
 Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m
 Material Data : fck = 25000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Section Property : F220x180 (No : 30) Beam Span : 2.7 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	3	3
Moment (M_Ed)	130.74	29.14	29.14
Factored Strength (M_Rd)	3113.25	3113.25	3113.25
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.0420	0.0094	0.0094
Neutral Axis (x/d)	0.0410	0.0410	0.0410
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M_Ed)	215.35	676.36	882.49
Factored Strength (M_Rd)	2139.44	2139.44	2139.44
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.1007	0.3161	0.4125
Neutral Axis (x/d)	0.0266	0.0266	0.0266
Using Rebar Top (As_top)	0.0042	0.0042	0.0042
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0028	0.0028	0.0028

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (V_Ed)	277.01	436.01	436.01
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	441.32	441.32	441.32
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	308.88	308.88	308.88
Shear Strength by Rebar.(V_Rdmax)	5262.43	5262.43	5262.43
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0005	0.0005	0.0005
Using Stirrups Spacing	2-P8 @200	2-P8 @200	2-P8 @200
Shear Ratio by Conc	0.6277	0.9880	0.9880
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	0.8968	1.4116	1.4116
Check Ratio	0.6277	0.9880	0.9880

VERIFICA STATO LIMITE SLE

MEMB	SE	Section	fck	PO	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
SECT	L	Bc Hc	fyk	S		Concrete				reinforcement								Def	Defa
Span		bf hf	fyw			Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-w	Bot-w	Bot-wa		
3453		F220x180	25000.0	I	OK	0.79679	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	15.8802	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
30		0.800 1.800	450000	M	OK	2.39554	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	47.7434	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0008
0.2000		2.200 0.800	450000	J	OK	3.19748	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	63.7263	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
3454		F220x180	25000.0	I	OK	204.036	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	4066.47	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
30		0.800 1.800	450000	M	OK	184.247	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	3672.08	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0108
2.7000		2.200 0.800	450000	J	OK	102.611	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2045.06	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
3455		F220x180	25000.0	I	OK	0.00000	0.00000	1.43409	15000.0	10.1724	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
30		0.800 1.800	450000	M	OK	0.00000	0.00000	4.29384	15000.0	30.4575	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0008
0.2000		2.200 0.800	450000	J	OK	0.00000	0.00000	5.71949	15000.0	40.5702	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
3456		F220x180	25000.0	I	OK	72.7838	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1450.59	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
30		0.800 1.800	450000	M	OK	48.7174	15000.0	36.9822	15000.0	262.326	360000	970.945	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003	0.0000	0.0108
2.7000		2.200 0.800	450000	J	OK	0.00000	0.00000	33.2337	15000.0	235.737	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		

BLOCCO A: DETTAGLIO VERIFICA TRAVE RETTANGOLARE F90x80

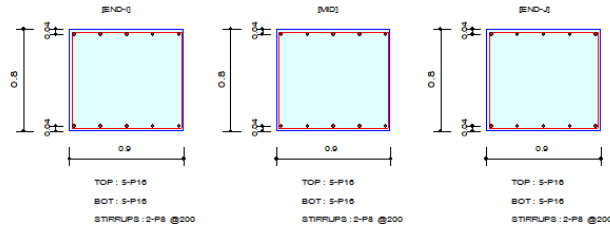
STATO LIMITE SLU/SLV

MEMB	SE	Section	fck	PO	CHK	AsTop	AsBot	N(-) M_Ed	LC	x/d	N(-) M_Rd	Rat-N	P(+) M_Ed	LC	x/d	P(+) M_Rd	Rat-P	V_Ed	LC	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
SECT	L	Bc Hc	fyk	S					B					B					B					
Span		bf hf	fyw																					
31	□	0.900 0.800	450000	M	OK	0.0010	0.0010	150.502	2	0.05	292.372	0.51	0.00000	3	0.05	292.372	0.00	120.682	2	222.765	133.826	0.54	0.90	0.54
1.1667		0.000 0.000	450000	J	OK	0.0010	0.0010	83.1672	2	0.05	292.372	0.28	0.75866	3	0.05	292.372	0.00	110.182	2	222.765	133.826	0.49	0.82	0.49
3946		F90x80	25000.0	I	OK	0.0010	0.0010	51.7965	2	0.05	292.372	0.18	10.0176	3	0.05	292.372	0.03	104.932	2	222.765	133.826	0.47	0.78	0.47
31	□	0.900 0.800	450000	M	OK	0.0010	0.0010	21.9571	2	0.05	292.372	0.08	37.0955	1	0.05	292.372	0.13	99.6817	2	222.765	133.826	0.45	0.74	0.45
1.1667		0.000 0.000	450000	J	OK	0.0010	0.0010	0.00000	3	0.05	292.372	0.00	58.3738	2	0.05	292.372	0.20	89.1817	2	222.765	133.826	0.40	0.67	0.40
3947		F90x80	25000.0	I	OK	0.0010	0.0010	0.00000	3	0.05	292.372	0.00	82.0883	2	0.05	292.372	0.28	83.9317	2	222.765	133.826	0.38	0.63	0.38
31	□	0.900 0.800	450000	M	OK	0.0010	0.0010	0.00000	3	0.05	292.372	0.00	124.923	2	0.05	292.372	0.43	78.6817	2	222.765	133.826	0.35	0.59	0.35
1.1667		0.000 0.000	450000	J	OK	0.0010	0.0010	0.00000	3	0.05	292.372	0.00	144.044	2	0.05	292.372	0.49	68.1817	2	222.765	133.826	0.31	0.51	0.31
3948		F90x80	25000.0	I	OK	0.0010	0.0010	0.00000	3	0.05	292.372	0.00	161.634	2	0.05	292.372	0.55	62.9317	2	222.765	133.826	0.28	0.47	0.28
31	□	0.900 0.800	450000	M	OK	0.0010	0.0010	0.00000	3	0.05	292.372	0.00	192.219	2	0.05	292.372	0.66	57.6817	2	222.765	133.826	0.26	0.43	0.26
1.1667		0.000 0.000	450000	J	OK	0.0010	0.0010	0.00000	3	0.05	292.372	0.00	205.214	2	0.05	292.372	0.70	47.1817	2	222.765	133.826	0.21	0.35	0.21
3949		F90x80	25000.0	I	OK	0.0010	0.0010	0.00000	3	0.05	292.372	0.00	216.679	2	0.05	292.372	0.74	41.9317	2	222.765	133.826	0.19	0.31	0.19
31	□	0.900 0.800	450000	M	OK	0.0010	0.0010	21.1378	3	0.05	292.372	0.07	235.014	2	0.05	292.372	0.80	44.3799	3	222.765	133.826	0.20	0.33	0.20
1.1667		0.000 0.000	450000	J	OK	0.0010	0.0010	34.8476	3	0.05	292.372	0.12	241.885	2	0.05	292.372	0.83	49.6299	3	222.765	133.826	0.22	0.37	0.22

1. Design Information

Member Number : 3949
 Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008
 Material Data : fck = 25000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Section Property : F90x80 (No : 31)
 Unit System : kN, m
 Beam Span : 1.16667 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	3	3	3
Moment (M_Ed)	0.00	21.14	34.85
Factored Strength (M_Rd)	292.37	292.37	292.37
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.0000	0.0723	0.1192
Neutral Axis (x/d)	0.0488	0.0488	0.0488
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M_Ed)	216.68	235.01	241.88
Factored Strength (M_Rd)	292.37	292.37	292.37
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.7411	0.8038	0.8273
Neutral Axis (x/d)	0.0488	0.0488	0.0488
Using Rebar Top (As_top)	0.0010	0.0010	0.0010
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0010	0.0010	0.0010

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	3	3
Factored Shear Force (V_Ed)	41.93	44.38	49.63
Shear Strength by Conc (V_Rdc)	222.77	222.77	222.77
Shear Strength by Rebar (V_Rds)	133.83	133.83	133.83
Shear Strength by Rebar (V_Rdmax)	2565.00	2565.00	2565.00
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0005	0.0005	0.0005
Using Stirrups Spacing	2-P8 @200	2-P8 @200	2-P8 @200
Shear Ratio by Conc	0.1882	0.1992	0.2228
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	0.3133	0.3316	0.3709
Check Ratio	0.1882	0.1992	0.2228

VERIFICA STATO LIMITE SLE

MEMB	SE	Section	fck	PO	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
SECT	L	Bc Hc	fyk	S		Concrete				reinforcement								Def	Defa
Span		bf hf	fyw			Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-w	Bot-w	Bot-wa		
31	□	0.900 0.800	450000	M	OK	0.00000	0.00000	900.885	15000.0	10303.7	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0047
1.1667		0.000 0.000	450000	J	OK	0.00000	0.00000	449.693	15000.0	5143.30	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
3946		F90x80	25000.0	I	OK	0.00000	0.00000	246.263	15000.0	2816.59	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000		
31	□	0.900 0.800	450000	M	OK	275.368	15000.0	57.6088	15000.0	658.892	360000	3149.48	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003	0.0000	0.0047
1.1667		0.000 0.000	450000	J	OK	419.691	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	4800.16	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
3947		F90x80	25000.0	I	OK	549.238	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	6281.83	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
31	□	0.900 0.800	450000	M	OK	764.000	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	8738.14	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0047
1.1667		0.000 0.000	450000	J	OK	849.216	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	9712.78	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
3948		F90x80	25000.0	I	OK	919.655	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	10518.4	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
31	□	0.900 0.800	450000	M	OK	1016.20	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	11622.7	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0047
1.1667		0.000 0.000	450000	J	OK	1042.31	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	11921.3	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
3949		F90x80	25000.0	I	OK	1053.64	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	12050.9	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
31	□	0.900 0.800	450000	M	OK	1053.64	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	12050.9	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0047
1.1667		0.000 0.000	450000	J	OK	1031.97	15000.0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	11803.1	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		

6.3.2. Dettagli costruttivi plinto a bicchiere

La verifica passa attraverso il controllo di due meccanismi resistenti: i) quello a taglio delle barre filettate, che deve essere in grado di trasmettere gli sforzi dall'elemento in carpenteria metallica al plinto a bicchiere; ii) quello a trazione pura del bicchiere in c.a., per il quale passano gli sforzi di trazione prima di diffondersi sull'intera fondazione di trave rovescia. Di seguito si esaminano separatamente i due meccanismi appena descritti.

Meccanismo resistente di taglio delle barre filettate annegate nel cls

Come già indicato in premessa, gli sforzi di trazione massimi alla base delle colonne degli esoscheletri per sisma allo stato limite SLC, sono tali da richiedere una connessione che lavori a “taglio” in sostituzione dei classici tirafondi che altrimenti richiederebbero lunghezze di ancoraggio eccessive. È quindi importante verificare il dettaglio costruttivo proposto, costituito dalla connessione del profilo tubolare quadro 320x25 mm al plinto a bicchiere mediante n.6 barre filettate M24 in foro minimo $\phi 30$ mm, così come schematizzato in FIGURA 6.17.

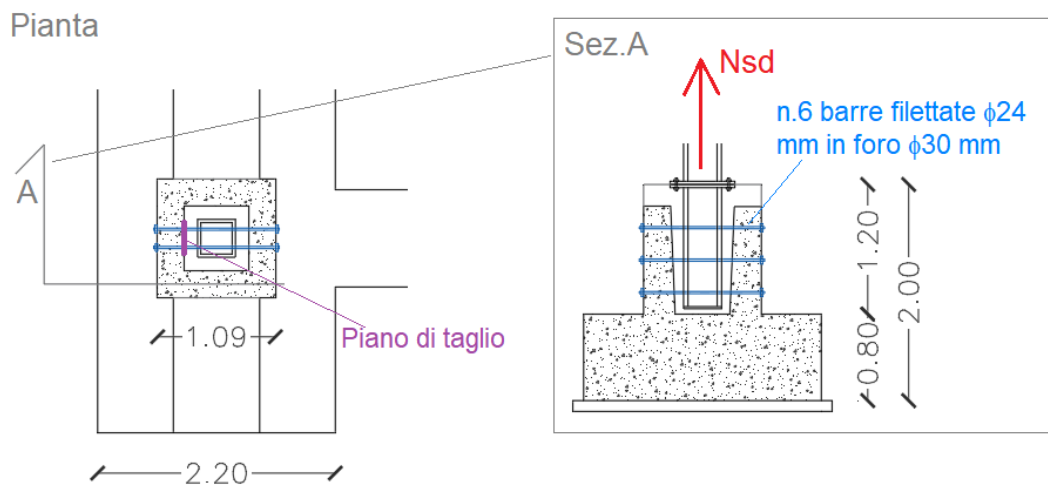


FIGURA 6.17 – SCHEMA UNIONE TUBOLARE IN ACCIAIO-PLINTO A BICCHIERE, CON INDICAZIONE AZIONE DI PROGETTO E PIANO DI TAGLIO

La resistenza a taglio di una barra di armatura annegata nel cls può essere valutata attraverso la seguente espressione di letteratura, tratta dal testo di Leonhardt-Monnig “*L’armatura nelle costruzioni in cemento armato*” – Vol. III, dividendo ulteriormente per il fattore di sicurezza γ_{M2} indicato nelle norme specifiche ETAG :

$$V_{Rd} = \frac{1.3(\sqrt{1 - 1.69\varepsilon^2} - 1.3\varepsilon)\Phi^2\sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}}{\gamma_{M2}}$$

$$\varepsilon = 3 \cdot \frac{e}{\Phi} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

dove:

- f_{cd} è la resistenza del cls esistente, determinato dal valore medio ridotto del fattore di confidenza;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto della barra filettata;
- e rappresenta l'eccentricità tra la 'radice' di uscita della barra dal getto di calcestruzzo ed il punto di applicazione effettivo della forza di taglio;
- Φ è il diametro del foro di inghisaggio.

Riportando le formule appena esplicitate su un foglio excel ed indicando con n_{bar} il numero di piani di taglio (vedi indicazione in FIGURA 6.17) delle barre filettate che partecipano al meccanismo resistente, si ottiene in definitiva quanto riportato nel tabulato seguente, da cui risulta un fattore di sicurezza maggiore dell'unità. Nel tabulato con N_{sd} si è indicato lo sforzo normale massimo di trazione trasmesso dalla colonna dell'esoscheletro alla fondazione, il cui valore si può desumere dalla fig. 10.43 della relazione di calcolo.

MATERIALI			GEOMETRIA			TAGLIO RESISTENTE COMPLESSIVO					
f_{yd}	f_{cd}	γ_{M2}	e	ϕ	n_{bar}	ε	rid	V_{Rd}	N_{sd}	FS	Verifica
[Mpa]	[Mpa]	-	[mm]	[mm]	-	-	-	[kN]	[kN]	-	-
900.00	17.6	1.25	10	30	12	0.020	0.9743	1377.2	1270.0	1.084	OK!

Meccanismo resistente di trazione pura nei "bicchieri"

Lo sforzo di trazione massimo deve poi essere "assorbito" dall'armatura dei bicchieri nell'ipotesi conservativa di considerare nulla la resistenza a trazione del cls. In questo caso la valutazione del meccanismo resistente è legata al raggiungimento dello snervamento in tutti gli staffoni $\phi 16 \text{ mm}$ opportunamente introdotti secondo lo schema di armatura rappresentato in FIGURA 6.18.

Il fattore di sicurezza è pertanto dato dalla seguente espressione:

$$FS = \frac{2N_{Rd}}{N_{sd}} = \frac{2(n_{staf} \cdot n_{brac} \cdot A_{staf} \cdot f_{yd})}{N_{sd}}$$

dove:

- n_{staf} rappresenta il numero di staffoni che partecipano al meccanismo resistente;
- n_{brac} rappresenta il numero di braccia degli staffoni;

- A_{staf} è l'area della singola barra di armatura dello staffone;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dello staffone.

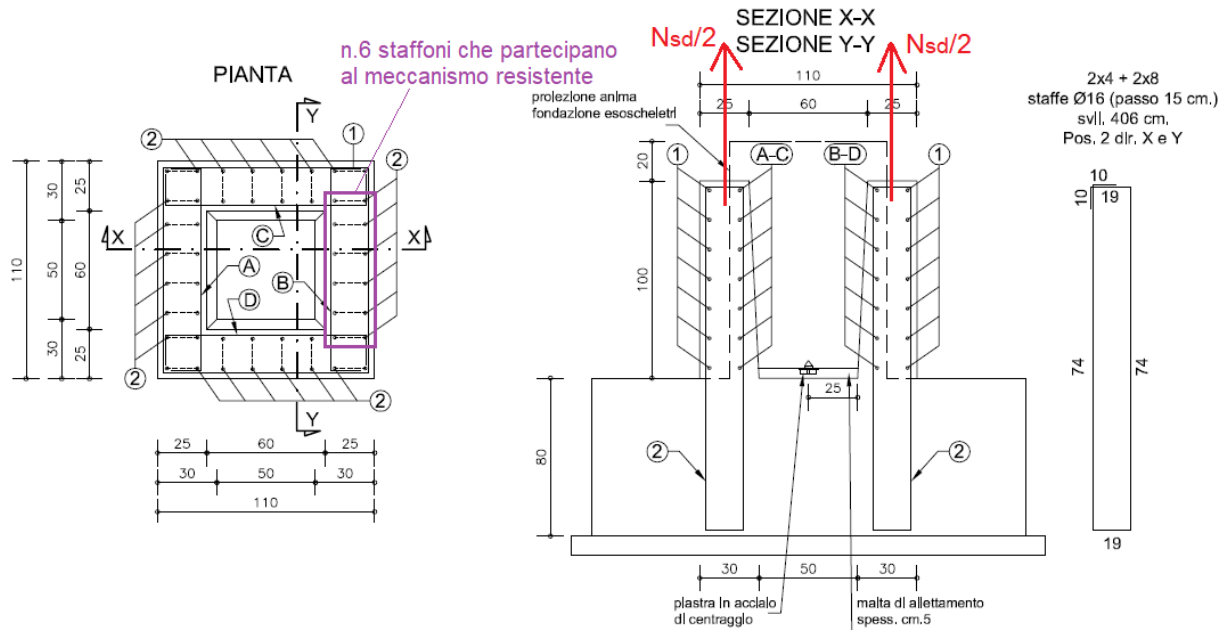


FIGURA 6.18 – DETTAGLIO DISTINTA ARMATURA PLINTO A BICCHIERE CON INDICAZIONE DELLE AZIONI E DEGLI STAFFONI RESISTENTI

Si ottiene in definitiva il coefficiente di sicurezza sotto riportato che è maggiore dell'unità, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

$$FS = \frac{2(6 \cdot 2 \cdot 201.06 \cdot 391.30) \cdot 10^{-3}}{1270} = \frac{1888 \text{ kN}}{1270 \text{ kN}} = 1.49$$