



Anas S.p.A. - Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane
Società con socio unico soggetta all'attività di direzione e coordinamento di
Ferrovie dello Stato Italiane S.p.A. e concessionaria ai sensi del D.L.
138/2002 (convertito con L. 178/2002)

Struttura Territoriale Emilia Romagna
Viale A. Masini, 8 - 40126 Bologna T [+30] 051 6301111 - F [+39] 051 244970
Pec anas.emiliaromagna@postacert.stradeanas.it - www.stradeanas.it

Miglioramento del collegamento tra S.S. 16 e S.S. 309 dir.

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTISTI:

FRANCHETTI S.P.A.
Direttore Tecnico:
Ing. Paolo Franchetti

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

FRANCHETTI
BRIDGE DIAGNOSTICS AND PREDICTIVE MAINTENANCE

IL GEOLOGO

Geol. Matteo Scalzotto

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Paolo Franchetti

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. Francesco Pisani

Ing. Michele Frizzarin
Ing. Francesco Zaccaro
Ing. Matteo Nicolodi
Ing. Antonio Sbordoni

PROTOCOLLO

DATA

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE DI CONTINUITA' IDRAULICA

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO DEL	N. PROG.	171-18_P_2_ST_RE_04.0_Relazione tombini			
<input type="text" value="240117"/>	<input type="text" value="8813"/>	CODICE ELAB.	<input type="text" value="P000100STRRE01"/>	<input type="text" value="A"/>	-
A	EMISSIONE	Ottobre 2020	Ing. Sbordoni	Ing. Frizzarin	Ing. Franchetti
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



Comune di RAVENNA (RA)

Miglioramento del collegamento tra S.S. 16 e S.S. 309 dir

PROGETTO DEFINITIVO

Lavori di miglioramento del collegamento tra la S.S. 16
"Adriatica" e la S.S. 309 dir "Romea".

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE DI
CONTINUITÀ IDRAULICA**

INDICE

PARTE 1	5
PREMESSA	5
PARTE 2	6
NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
PARTE 3	7
STATO DI FATTO	7
1 CANALE MAGNI - KM 148+800	7
2 SCOLO DRITTOLO - KM 148+900	7
3 FIUME ABBANDONATO - KM 150+600	8
4 CANALETTA INFERIORE DESTRA - KM 152+100	9
5 LAMA VECCHIA - KM 152+700	10
6 PREVOSTURE - KM 152+830	11
7 ARCABOLOGNA CHIAVICHETTA - KM 153+670	12
PARTE 4	13
INDAGINI PRELIMINARI	13
1 INDAGINI SUI TERRENI	13
2 RISULTATI DELLE INDAGINI	15
PARTE 5	18
STATO DI PROGETTO	18
1 CANALE MAGNI - KM 148+800	18
2 SCOLO DRITTOLO - KM 148+900	18
3 FIUME ABBANDONATO - KM 150+600	19
4 CANALETTA INFERIORE DESTRA - KM 152+100	19
5 LAMA VECCHIA - KM 152+700	19
6 PREVOSTURE - KM 152+830	19
7 ARCABOLOGNA CHIAVICHETTA - KM 153+670	20
PARTE 5	21
DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI CONTINUITA' IDRAULICA	21
1 MATERIALI UTILIZZATI E VALORI ASSUNTI	21
1.1 CONDIZIONI AMBIENTALI	21
1.2 CALCESTRUZZO	22
1.3 ACCIAIO	22
1.4 VALORI ASSUNTI PER IL CALCOLO	22

2	DIMENSIONAMENTO GEOMETRICO	22
	PARTE 5	25
	VERIFICA DELLE OPERE DI CONTINUITA' IDRAULICA	25
1	AZIONI SULLE STRUTTURE E CRITERI DI CALCOLO	25
2	ANALISI DEI CARICHI	26
2.1	CARICHI PERMANENTI	26
2.2	CARICHI ACCIDENTALI	27
2.3	SPINTA DELLE TERRE	29
3	CARATTERISTICHE DEI TERRENI	30
4	AZIONE SISMICA	31
5	COMBINAZIONI DI CARICO	33
6	MODELLAZIONE FEM	39
7	RISULTATI	41
8	VERIFICHE	48

PARTE 1

PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della progettazione definitiva dei lavori di miglioramento del collegamento tra la S.S. 16 "Adriatica" e la S.S. 309 dir "Romea", i quali hanno lo scopo di migliorare il livello di servizio dell'infrastruttura esistente, le condizioni di sicurezza e il *comfort* degli utenti.

La presente relazione riguarda la descrizione delle scelte progettuali attualizzate alle opere strutturali di continuità idraulica ad esclusione delle opere maggiori, ovvero i ponti sui fiumi Ronco e Montone e sullo scolo Lama Inferiore.

Le opere di continuità presenti all'interno dell'area di progetto sono le seguenti:

- Canale Magni – km 148+800;
- Scolo Drittolo – km 148+900;
- Fiume Abbandonato – km 150+600;
- Canaletta inferiore destra – km 152+100;
- Lama vecchia – km 152+700;
- Prevosture – km 152+830
- Arcabologna chiavichetta – km 153+670.

PARTE 2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le normative adottate per l'elaborazione del progetto sono le seguenti:

PROGETTO STRUTTURALE

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge n. 64 del 02/02/1974 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 9 gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- Circolare Min. LL.PP. n. 252 del 15 ottobre 1996 istruzioni per l'applicazione "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 09.01.1996;
- D.M. 16 gennaio 1996 "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- Circolare Min. LL.PP. n. 156 del 04 luglio 1996 istruzioni per l'applicazione "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996;
- ENV 206: Calcestruzzo – Prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità;
- EC 2: Progettazione delle strutture cementizie;
- EC 7: Progettazione geotecnica;
- OPCM 3274 della Presidenza Consiglio dei Ministri del 25 marzo 2003 "Normativa sismica";
- OPCM 3519 del 28.04.2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone";
- D.M. 14 Gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- D.P.R. n. 327/2001 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di espropriazione per pubblica utilità" come modificato dal D.Lgs. n. 302/2002;
- D.P.R. n. 207/10 art. 31;
- L.R. 29/12/2003 n. 67 "Ordinamento del sistema regionale della protezione civile e disciplina della relativa attività";
- Circolare n.7/2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

PARTE 3 STATO DI FATTO

1 CANALE MAGNI - KM 148+800

Il canale Magni, localizzato al km 148+800, attraversa la strada S.S. 16 alla conclusione del cavalcavia denominato Faentina, all'inizio dell'area di interesse del progetto.



Figura 1: Localizzazione Canale Magni

2 SCOLO DRITTOLO - KM 148+900

A circa 100 metri dal precedente Canale Magni, si trova lo Scolo Dritto, al km 148+900.



Figura 2: Localizzazione Scolo Dritto

Lo scolo si presenta con una condotta tubolare in acciaio avente diametro pari a 3,20 m affiancato, in entrambi i lati, da una condotta in calcestruzzo avente diametro esterno di 1,00 m e spessore di 0,08 m. Lo spessore della lamiera è pari, invece, a 0,004 m.

La condotta in acciaio presenta dei fenomeni di ruggine vicino all'acqua e fenomeni di umidità tra le giun- ture. Nella parte finale, lato est, inoltre, la condotta non possiede più la propria parte superiore.



Figura 3: Stato di fatto Scolo Drittolo

3 FIUME ABBANDONATO – KM 150+600

Al km 150+600, lungo la strada denominata Via Fiume Abbandonato, è presente un tubo interrato, che funge da scolo, avente diametro 0,80-1,00 m, come indicato dal Consorzio di Bonifica Della Romagna.



Figura 4: Localizzazione Fiume Abbandonato

4 CANALETTA INFERIORE DESTRA – KM 152+100

A sud del Fiume Montone, precisamente al km 152+100, è presente lo scolo Canaletta Inferiore Destra, che segue in parallelo il percorso del vicino fiume.



Figura 5: Localizzazione Canaletta Inferiore Destra

Lo scolo è formato da una lamiera in acciaio protetta e circondata da una struttura in calcestruzzo.

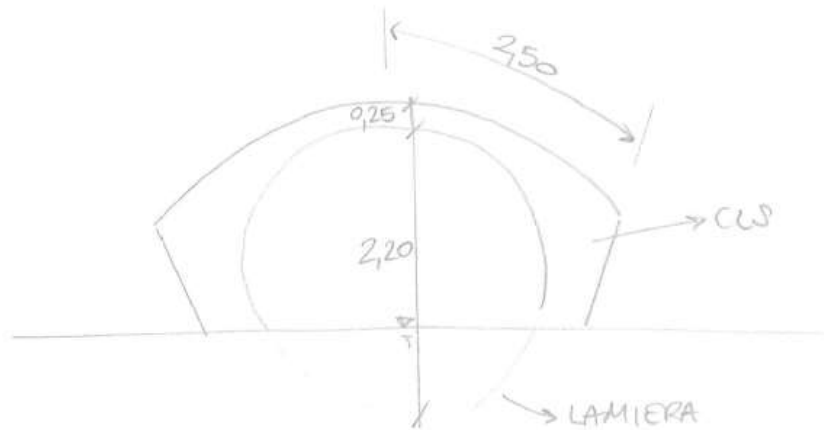


Figura 6: Dimensioni Canaletta Inferiore Destra

Lo scolo interrato e protetto continua al di sotto della strada principale S.S. 16 e anche della strada secondaria esistente, strada laterale di Via Argine Destro Montone che funge da accesso alla centrale elettrica presente nelle immediate vicinanze.



Figura 7: Stato di fatto Canaletta Inferiore Destra

5 LAMA VECCHIA – KM 152+700

Lo scolo Lama Vecchia, da non confondere con il canale più grande Lama Inferiore, è posto poco più a nord della curva principale del tracciato al km 152+700.



Figura 8: Localizzazione Lama Vecchia

Lo scolo è formato da tre tubolari di acciaio, distanziati di circa 0,50 m, aventi diametro pari a 1,30 m e si dilungano di circa 6,00 m oltre la S.S. 16. Lungo il lato est della strada, inoltre, è presente un elemento prefabbricato in calcestruzzo avente altezza di 1,70 m, profondità di 0,50 m e lunghezze di circa 6,00 m.



Figura 9: Stato di fatto Lama Vecchia

6 PREVOSTURE – KM 152+830

Al km 152+830 è presente una condotta demaniale interrata avente diametro di 0,18 m che funge da scolo Prevosture.



Figura 10: Localizzazione Prevosture

7 ARCABOLOGNA CHIAVICHETTA - KM 153+670

Lo scolo denominato Arcabologna Chiavichetta, anch'esso interrato, è collocato al km 153+670.



Figura 11: Localizzazione Arcabologna Chiavichetta

PARTE 4 INDAGINI PRELIMINARI

Le indagini utilizzate per il dimensionamento e la verifica delle opere di continuità idraulica sono le medesime utilizzate per le opere di sostegno indicate nella relazione specifica.

Per completezza, comunque, si riportano anche in questo caso.

1 INDAGINI SUI TERRENI

Per riuscire a dimensionare e, successivamente, verificare le opere di sostegno è necessario conoscere le caratteristiche del terreno esistente attraverso delle indagini preliminari.

A tale scopo si sono effettuate indagini geognostiche e geofisiche lungo tutta l'area di progetto con l'esecuzione di prospezioni sismiche passive (*HVRS*), prove penetrometriche *CPTU* e piezometri, prove penetrometriche *DPSH*, carotaggi continui, campioni indisturbati e corrispondenti analisi di laboratorio. L'attività di laboratorio ha comportato l'esecuzione delle prove geotecniche per la definizione dei parametri fisico-volumetrici e meccanici.

Le prove geotecniche, utili per identificare la natura, le proprietà e la disposizione stratigrafica del terreno, previste per l'intervento erano le seguenti:

- Prove penetrometriche *CPTU* con piezometro:
 - 1 indagine al km 148+900;
 - 1 indagine in corrispondenza dello svincolo a rombo (km 151+200)
 - 1 indagine per il ponte dello Scolo Lama al km 151+650;
 - 1 indagine per il sottopasso di via Quaroni al km 151+900;
 - 1 indagine per il ponte sul fiume Montone al km 152+000;
 - 1 indagine al km 152+700;
 - 1 indagine per il ponte sul fiume Ronco al km 153+350;
 - 1 indagine per il sottopasso della S.P. 27 al km 153+500;
 - 1 indagine in corrispondenza del sottopasso pedonale al km 153+600;
 - 1 indagine in corrispondenza dello svincolo a trombetta (km 154+400 circa).

Per aumentare il grado di dettaglio delle indagini, a queste prove sono state aggiunte delle prove penetrometriche dinamiche *DPSH*:

- 1 indagine al km 150+400;
- 1 indagine per il ponte dello Scolo Lama al km 151+650;
- 1 indagine per il sottopasso di via Quaroni al km 151+900;
- 1 indagine per il ponte sul fiume Montone al km 152+000;
- 1 indagine per il ponte sul fiume Ronco al km 153+350;
- Prospezioni sismiche *HVSR*:
 - 1 indagine al km 148+900;

- 1 indagine al km 151+000;
- 1 indagine per il sottopasso di via Quaroni al km 151+900;
- 1 indagini per il ponte sul fiume Ronco al km 153+350;
- 1 indagine al km 153+600;
- 1 indagine in corrispondenza dello svincolo a trombetta (km 154+500).

Di seguito vengono indicati i luoghi dove sono state effettuate le prove.

CHILOMETRICA ANAS	PROVE	SIGLA IDENTIFICATIVA	
148+900	Proiezioni Sismiche passive	H1	
	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU1	
150+400	Prove Penetrometriche DPSH	DPSH1	
151+000	Proiezioni Sismiche passive	H2	
151+200	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU2	
151+600	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU3	
	Prove Penetrometriche DPSH	DPSH2	
151+700	Prelievo acque sotterranee	PZ1	
	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU4	
151+900 120+000	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU4BIS	
	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU5	
	Prove Penetrometriche DPSH	DPSH3	
	Prove Penetrometriche DPSH	DPSH4	
	Prelievo acque sotterranee	PZ2	
	Prelievo acque sotterranee	PZ3	
	Proiezioni Sismiche passive	H3	
	Carotaggi continui, campioni indisturbati	S1	
	152+700	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU6
	153+000	Proiezioni Sismiche passive	H4
153+300 153+400	Prove Penetrometriche DPSH	DPSH5	
	Prelievo acque sotterranee	PZ4	
	Carotaggi continui, campioni indisturbati	S2	
	Proiezioni Sismiche passive	H5	
	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU7	
153+500	Prelievo acque sotterranee	PZ5	
153+600	Proiezioni Sismiche passive	H6	
	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU8	
154+400	Proiezioni Sismiche passive	H7	
	Prove Penetrometriche CPTU e Piezometro	CPTU9	

Tabella 1: Elenco attività svolte in sito

Sono stati effettuati due sondaggi a carotaggio continuo e, per ciascuno di essi, prelevati quattro campioni indisturbati per le analisi di laboratorio.

RIASSUNTO PROVE STRADA STATALE ROMEA RAVENNA					
Campione	Profondità (m)	Tipo Campione	Limiti di Atterber g	Prova Edometrica	Prova di Taglio Diretto
S1-1	3,00-3,50	INDISTURBATO	X	X	X
S1-2	8,50-9,00	INDISTURBATO	X	X	X
S1-3	15,00-15,60	RAPPRESENTATIVO FUSTELLA	X	X	X
S1-4	25,00-25,50	RAPPRESENTATIVO FUSTELLA	X	X	X
S2-1	6,00-6,50	INDISTURBATO	X	X	X
S2-2	12,00-12,50	INDISTURBATO	X	X	X
S2-3	15,00-15,60	RAPPRESENTATIVO FUSTELLA	X	X	X
S2-4	25,00-25,50	RAPPRESENTATIVO FUSTELLA	X	X	X

Tabella 2: Elenco sondaggi e campioni

Le indagini HVRS, ovvero indagini per valutare la frequenza di vibrazione naturale, sono state svolte utilizzando i seguenti parametri di acquisizione:

- sismometro tricomponente Echo Tromo;
- computer portatile Acer;
- durata registrazione: 20 minuti;
- frequenza di campionamento: 128 Hz;
- lunghezza finestre: 20 s;
- tipologia di lisciamiento: triangolare;
- lisciamiento: 10%.

Le ipotesi alla base della tecnica sono: una concentrazione del contenuto di frequenza localizzato maggiormente in quelle basse (< 20 Hz), una assenza di sorgenti periodiche e/o con contenuto in alte frequenze e una distribuzione uniforme intorno alla stazione di registrazione delle sorgenti di rumore.

Per effettuare le prove si dovrà innanzitutto avviare una registrazione del rumore ambientale lungo tre direzioni ortogonali tra loro per una durata non inferiore ai 20 minuti; tali tracce registrate vengono successivamente suddivise in finestre temporali di durata prefissata (almeno 20 secondi). Queste finestre vengono filtrate in base a dei criteri che permettono di individuare la presenza di disturbi temporanei o di fenomeni di saturazione. Per ciascuna finestra valida rimanente viene valutato lo spettro di Fourier, sottoposto alle procedure di tapering e/o lisciamiento. Si calcola quindi il rapporto spettrale H/V per tutti gli intervalli temporali validi e il rapporto spettrale H/V medio, la cui frequenza di picco rappresenta la stima della frequenza naturale di vibrazione del sito.

2 RISULTATI DELLE INDAGINI

Di seguito si riportano alcuni estratti delle indagini effettuate e descritte precedentemente.

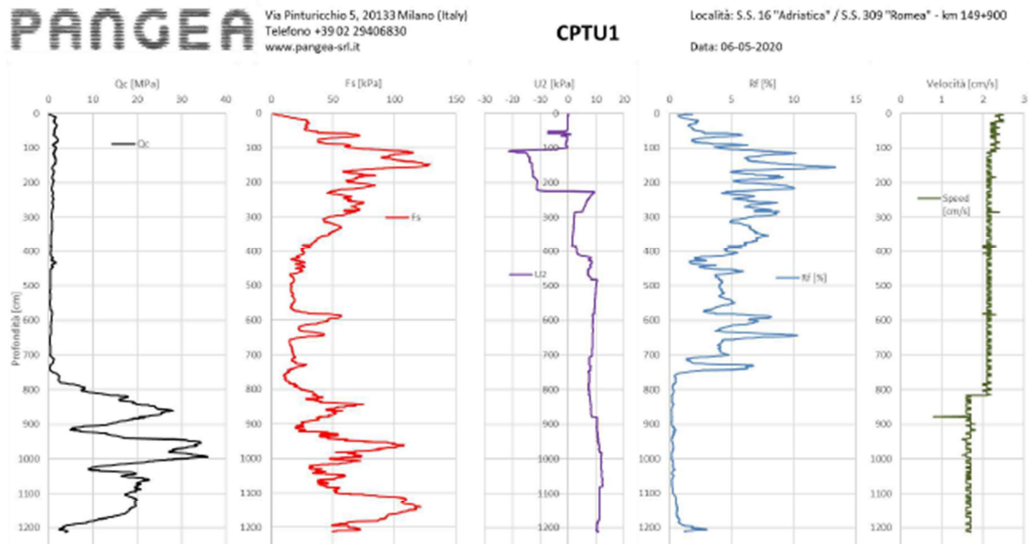


Figura 12: Risultato prova penetrometrica CPTU

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE DPSH

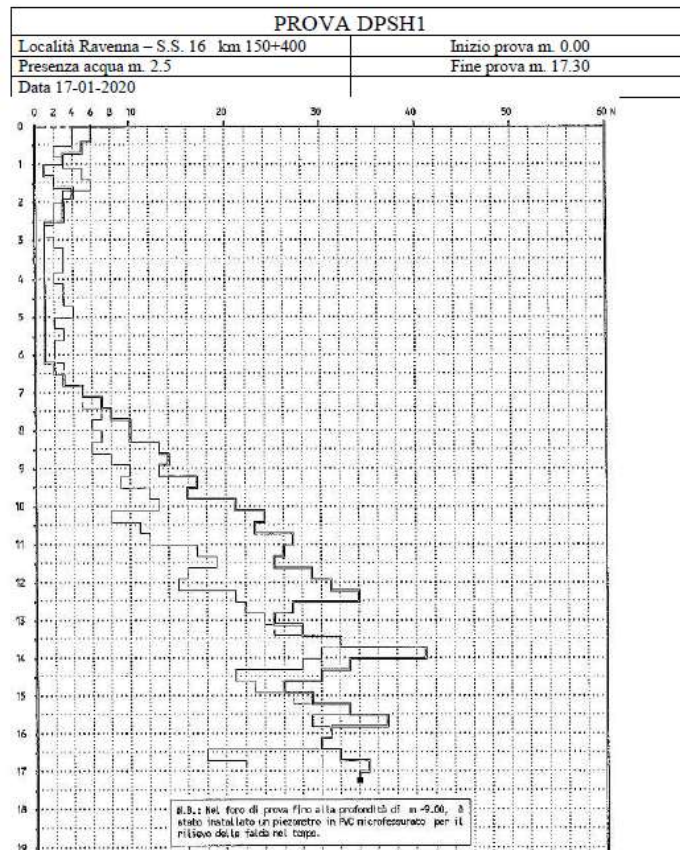


Figura 13: Risultato prova penetrometrica DPSH

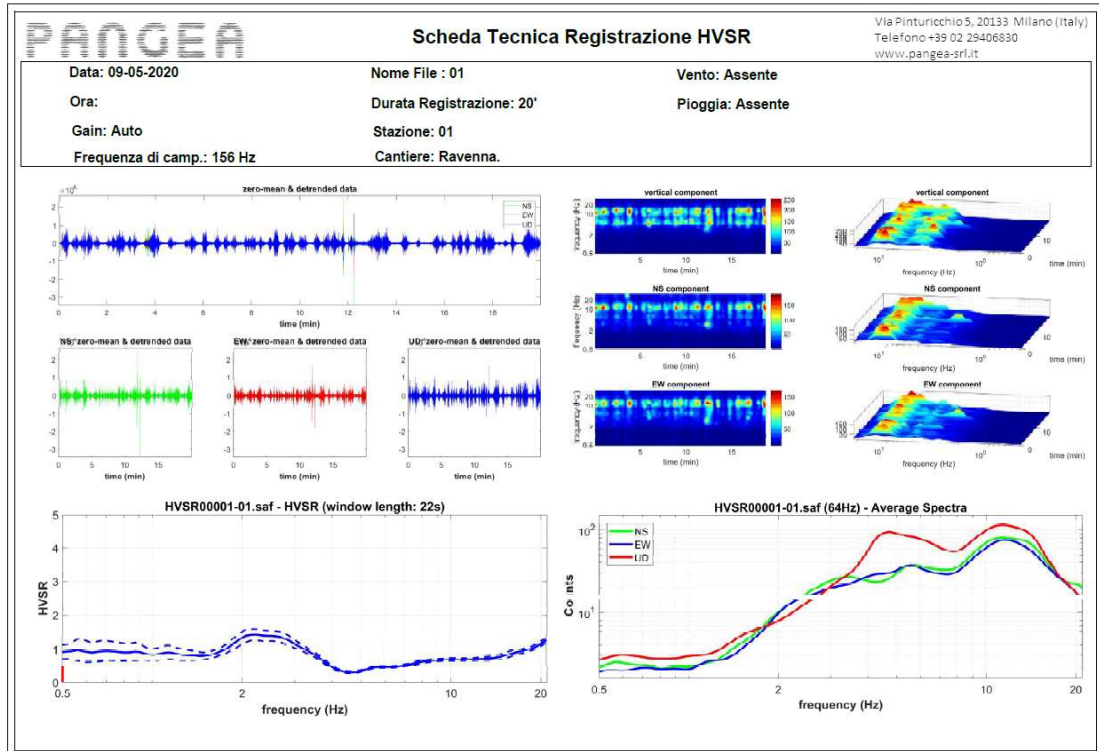


Figura 14: Risultato prova HVSR

Di seguito, invece, una tabella riassuntiva dei risultati delle prove di laboratorio eseguite.

ANAS S.p.a S.S.309 ROMEA RAVENNA									
		S1-1	S1-2	S1-3	S1-4	S2-1	S2-2	S2-3	S2-4
ATT.	L.L.	78	82	N.P.	N.P.	81	48	N.P.	N.P.
	I.P.	38	41	N.P.	N.P.	42	13	N.P.	N.P.
	CLASS.	MH	MH	ML	ML	MH	ML	ML	ML
TD	Φ (°)	14,25	17,95	30,28	31,34	18,21	15,11	33,06	27,47
	c (kPa)	12,83	6,34	3,05	4,68	4,76	9,17	0,655	5,78
Ed	Cv (cm ² /sec)	2,09*10 ⁻⁴	5,45*10 ⁻⁵	9,28*10 ⁻⁴	2,57*10 ⁻³	5,47*10 ⁻⁵	2,14*10 ⁻³	1,32*10 ⁻²	2,89*10 ⁻²
	Mv (m ² /kN)	5*10 ⁻⁴	1*10 ⁻³	4,4*10 ⁻⁵	4,5*10 ⁻⁵	9*10 ⁻⁴	6,2*10 ⁻⁴	2*10 ⁻⁵	4,5*10 ⁻⁵
	K (m/sec)	1,02*10 ⁻¹⁰	5,35*10 ⁻¹¹	3,98*10 ⁻¹¹	1,13*10 ⁻¹⁰	4,88*10 ⁻¹¹	1,31*10 ⁻⁹	2,60*10 ⁻¹⁰	1,29*10 ⁻⁹

Tabella 3: Risultati prove di laboratorio

PARTE 5 STATO DI PROGETTO

In questa parte vengono descritte le scelte progettuali ipotizzate e concordate con il Consorzio Di Bonifica Della Romagna.

1 CANALE MAGNI - KM 148+800

Il Canale Magni è collocato al di fuori dell'area di progetto quindi non sarà oggetto di nessuna modifica o intervento ma dovrà comunque essere preso in considerazione nelle eventuali autorizzazioni in quanto i lavori di ampliamento andranno ad interessare la sua fascia di rispetto, attualmente pari a 10,00 m.

2 SCOLO DRITTOLO - KM 148+900

La scelta progettuale, vista la difficoltà nell'unire il tubolare in lamiera esistente con qualsiasi opera strutturale di protezione, consiste nel rifacimento completo dello scolo deviando lo stesso nel vicino Canale Magni per la durata dei lavori, in modo così facendo di garantire comunque il regolare deflusso senza doverlo sbarrare.

La nuova struttura sarà interamente realizzata in calcestruzzo armato e avrà una sezione rettangolare di dimensioni esterne pari a 3,15 m di altezza e 4,80 m di larghezza in modo che la nuova area effettiva di deflusso sia maggiore dell'area di deflusso attuale, ovvero della somma delle aree dei tre tubolari presenti. Al di sotto della struttura sarà presente un letto di posa in magrone avente altezza di 0,10 m.

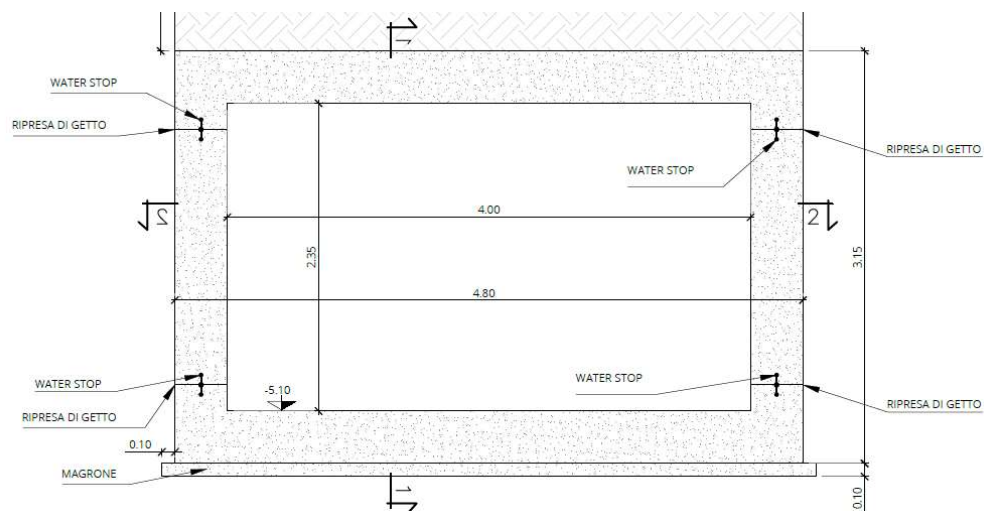


Figura 15: Stato di progetto Scolo Dritto

Si rimanda alla parte successiva di questa relazione per una descrizione più approfondita della nuova opera di continuità idraulica e per le verifiche strutturali effettuate; si rimanda invece alle tavole di progetto per una rappresentazione grafica della stessa.

3 FIUME ABBANDONATO – KM 150+600

Lo scolo, attualmente attivo, previa una opportuna verifica tramite videoispezione, verrà rifatto ex-novo, come da richiesta del Consorzio.

La scelta progettuale consiste nel rimuovere la tubazione interrata esistente e sostituirla con una avente le stesse caratteristiche e dimensioni.

4 CANALETTA INFERIORE DESTRA – KM 152+100

Lo scolo Canaletta Inferiore Destra, come già descritto nel capitolo riguardante lo stato di fatto, si allunga ben oltre la S.S. 16 lungo il lato est in quanto è presente una strada secondaria.

L'allargamento della piattaforma stradale principale, in questo punto, avviene lungo il lato est e quindi, non occupando nessuna nuova area al di sopra dello scolo, non è necessario alcun tipo di intervento.

5 LAMA VECCHIA – KM 152+700

I tre tubolari presenti, allungati per circa 6,00 m oltre la piattaforma stradale della S.S. 16, dovranno essere controllati tramite una videoispezione e protetti, nell'area di allargamento della strada principale, attraverso una soletta di protezione in calcestruzzo armato.

La soletta sarà realizzata con un calcestruzzo non strutturale avente classe di resistenza C25/30 e resistenza caratteristica $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ e acciaio in barre tonde ad aderenza migliorata tipo B450C aventi incidenza pari a 120 kg/m^3 . Le dimensioni della soletta, necessarie alla protezione dell'intero scolo e quindi dei tre tubolari presenti nell'area di allargamento della piattaforma della S.S. 16, sono di 6,00 m di lunghezza, 6,00 m di larghezza e 0,20 m di altezza.

6 PREVOSTURE – KM 152+830

Anche in questo caso, come per lo scolo Lama Vecchia, è prevista una videoispezione della condotta demaniale interrata e una protezione, nell'area dove verrà realizzato l'allargamento della sede stradale della S.S. 16, tramite una soletta in calcestruzzo armato.

La soletta sarà realizzata con un calcestruzzo non strutturale avente classe di resistenza C25/30 e resistenza caratteristica $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ e acciaio in barre tonde ad aderenza migliorata tipo B450C aventi incidenza pari a 120 kg/m^3 . Le dimensioni della soletta, necessarie alla protezione della tubazione interrata nell'area di allargamento, sono di 6,00 m di lunghezza, 2,00 m di larghezza e 0,20 m di altezza.

7 ARCABOLOGNA CHIAVICHETTA – KM 153+670

Lo scolo, simile per tipologia al Prevosture, verrà ispezionato e protetto come nel caso precedente, cioè attraverso una videoispezione e una soletta in calcestruzzo armato di protezione.

La soletta sarà realizzata con un calcestruzzo non strutturale avente classe di resistenza C25/30 e resistenza caratteristica $R_{ck} \geq 30$ N/mm² e acciaio in barre tonde ad aderenza migliorata tipo B450C aventi incidenza pari a 120 kg/m³. Le dimensioni della soletta, necessarie alla protezione della tubazione interrata nell'area di allargamento, sono di 6,00 m di lunghezza, 2,00 m di larghezza e 0,20 m di altezza.

PARTE 5

DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI CONTINUITA' IDRAULICA

La seguente parte di relazione illustra gli aspetti strutturali legati al progetto e al dimensionamento dell'opera ex-novo di continuità idraulica localizzata al km 148+900 per lo scolo esistente denominata Scolo Drittolo.

La progettazione si articola principalmente nei seguenti aspetti principali:

- dimensionamento e verifica degli elementi verticali (pareti);
- dimensionamento e verifica del solaio di copertura;
- dimensionamento e verifica delle strutture di fondazione.

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate dal progettista. A tal fine è stata posta attenzione al tipo della struttura, al suo uso e alle possibili conseguenze di azioni, anche accidentali.

Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura al fine di accertare, in fase di dimensionamento, che essi non vengano mai superati. Nello specifico, per quanto riguarda la definizione della vita utile della struttura, si rimanda a quanto precisato nei successivi paragrafi.

Altrettanta cura viene adoperata per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Per quanto riguarda la durabilità vengono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta.

1 MATERIALI UTILIZZATI E VALORI ASSUNTI

1.1 CONDIZIONI AMBIENTALI

- Ambiente aggressivo
- Umidità relativa strutture di fondazione: RH = 80%
- Umidità relativa strutture in elevazione: RH = 50%
- Condizioni ambientali: ordinarie
- Classe di esposizione per strutture di fondazione ed elevazione: XC2
- Armatura: lenta
(poco sensibile alla corrosione)
- Apertura delle fessure strutture di fondazione: $\leq w1$
- Apertura delle fessure strutture in elevazione: $\leq w2$
- Copriferro minimo per pilastri, pareti e travi: 50 mm
- Copriferro minimo per solai: 50 mm

1.2 CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo scelto è quello avente classe di resistenza C28/35 e le seguenti proprietà:

• Resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck}	35 N/mm ²
• Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	28 N/mm ²
• Resistenza caratteristica a trazione (5%)	f_{ctk}	1.94 N/mm ²
• Modulo di elasticità secante	E_{cm}	32.308 N/mm ²
• Resistenza a compressione di calcolo	f_{cd}	15.87 N/mm ²
• Deformazione massima a rottura per flessione	ϵ_c	0,35%
• Deformazione massima a rottura per compressione	ϵ_c	0,20%
• Deformazione massima a rottura per trazione	ϵ_t	0,015%
• Resistenza a trazione	f_{ctd}	1,32 N/mm ²

1.3 ACCIAIO

L'acciaio scelto è il B450C ad aderenza migliorata aventi le seguenti caratteristiche:

• Tipo	B450C
• Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$ N/mm ²
• Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540$ N/mm ²
• Allungamento	$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$
• Rapporto $(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$ e $< 1,35$
• Rapporto $(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$
• Sovrapposizioni barre	≥ 50 diametri

1.4 VALORI ASSUNTI PER IL CALCOLO

• Tensione caratteristica di snervamento (rottura conv.)	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
• Tensione caratteristica di rottura convenzionale	$f_{tk} = 450$ N/mm ²
• Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 390$ N/mm ²
• Modulo di elasticità	$E_s = 206.000$ N/mm ²
• Deformazione massima a snervamento	$\epsilon_{yd} = 0,2\%$
• Deformazione massima a rottura	$\epsilon_{ys} = 1,0\%$

2 DIMENSIONAMENTO GEOMETRICO

La nuova struttura del tombino possiede una sezione rettangolare aventi dimensioni esterne di 4,80 m di larghezza e 3,15 m di altezza. Lo spessore delle pareti della struttura è di 0,40 m, con dimensioni risultante della luce interna netta di 4,00 m di larghezza e 2,35 m di altezza. Il piano di posa, dove scorrerà l'acqua dello scolo, è previsto alla quota di - 5.10 m rispetto al livello della piattaforma stradale della S.S. 16.

Al di sopra della soletta di copertura sono previsti un ricoprimento di 2.35 cm in terra, comprensivi di un pacchetto di piattaforma stradale di 77 cm.

Al fine di garantire il deflusso delle acque si prevede l'attribuzione di una pendenza pari all'1% al fondo della vasca in direzione longitudinale.

La lunghezza totale dell'opera prevista è di 47,00 m; la struttura, però, dovrà essere realizzata attraverso conci aventi lunghezza massima pari a 20,00 m.

L'opera sarà realizzata al di sopra di un letto di posa, più comunemente chiamato strato di magrone, realizzato con calcestruzzo non strutturale avente spessore di 0,10 m e una estensione in tutte le direzioni oltre la struttura di 0,10 m.

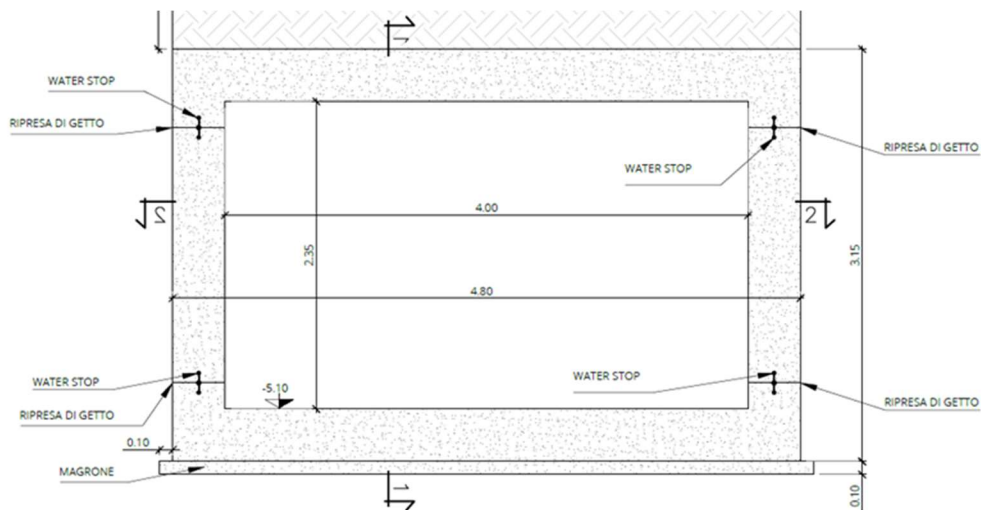


Figura 17: Sezione trasversale

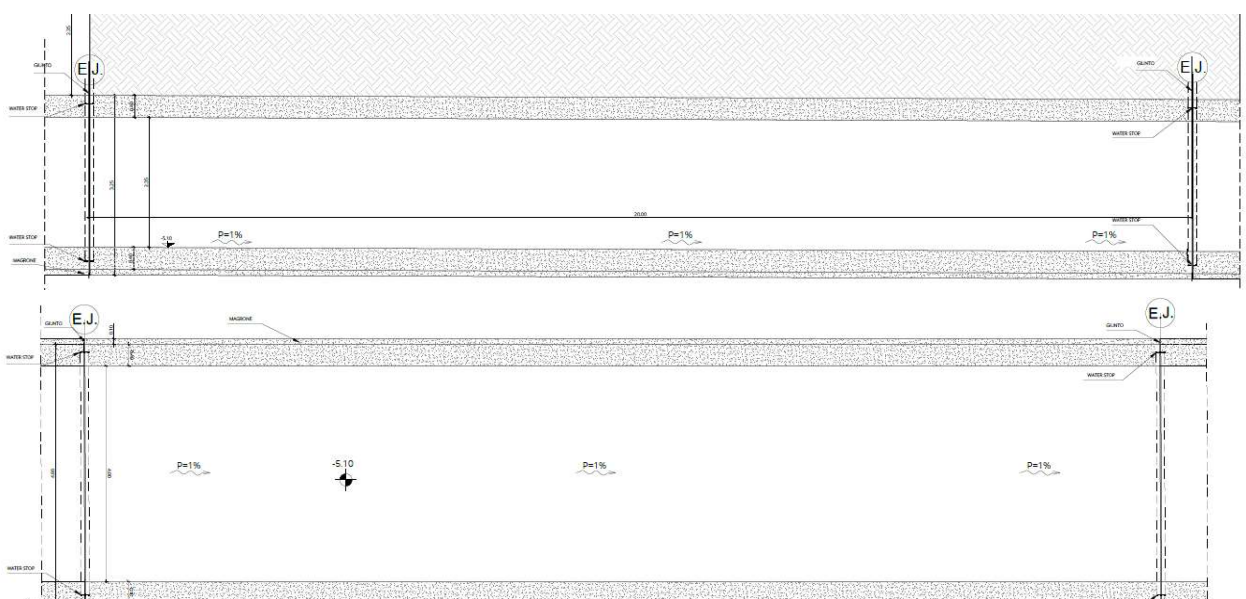


Figura 18: Pianta

Per una visione più dettagliata delle illustrazioni grafiche di progetto si rimanda alla tavola 'OPERE DI CONTINUITA' IDRAULICA Scolo Drittolo – km 148+900'.

PARTE 5

VERIFICA DELLE OPERE DI CONTINUITA' IDRAULICA

Il criterio adottato per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche è quello semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego parziale dei coefficienti di sicurezza (metodo di primo livello). Secondo tale impostazione, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra il frattile inferiore delle resistenze e le sollecitazioni corrispondenti al frattile delle azioni che minimizza la sicurezza. Dopo aver opportunamente ridotto le resistenze e amplificato le azioni portandole ai valori "di calcolo" tramite l'applicazione dei corrispondenti coefficienti parziali, dovrà risultare verificata la seguente disuguaglianza:

$$R_d \geq E_d$$

1 AZIONI SULLE STRUTTURE E CRITERI DI CALCOLO

Secondo il criterio adottato si considerano tre tipologie di azioni dirette (forze concentrate e carichi distribuiti), ritenendo trascurabile l'effetto di altre tipologie di azione quali azioni indirette (ad esempio spostamenti impressi, variazioni di temperatura, cedimenti, precompressione ritiro ecc..) e azioni da degrado:

1. Statiche: azioni applicate alla struttura in maniera quasi statica;
2. Pseudo statiche: dinamiche rappresentabili con un'azione statica equivalente;
3. Dinamiche: azioni che causano una apprezzabile accelerazione nella struttura.

Di seguito vengono invece indicate le azioni elementari:

- G: carichi permanenti che agiscono durante tutta la vita della costruzione;
- Q: carichi variabili che agiscono durante un periodo di tempo più o meno lungo nella vita nominale della costruzione;
- E: azioni sismiche.

Ognuna di queste azioni indicata, con il pedice k, rappresenta il suo valore caratteristico, ossia il valore che si presenta con un frattile del 95% in relazione alla popolazione dei massimi nel periodo di riferimento. Le azioni elementari statiche vengono combinate pesandole con i relativi coefficienti parziali di sicurezza secondo le combinazioni di calcolo dello stato limite ultimo.

$$f_{du} = \gamma_g \sum_{i=1}^n G_{ki} + \gamma_q \left[Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{oi} Q_{ki} \right]$$

I coefficienti che tengono in considerazione la concomitanza e la frequenza delle azioni sono assunti come da normativa per le categorie di azioni variabili presenti nella struttura in oggetto. In particolare al Cap. 5.1.3.12 Azioni sismiche della NTC2018 riporta che per azioni da traffico in zona urbana si assume il coefficiente $\psi_{2j}=0,2$.

L'azione sismica, invece, è combinata con le altre azioni tramite la seguente formula:

$$f_{de} = \sum_{i=1}^n G_{ki} + E + \left[\sum_{i=1}^n \psi_{2i} Q_{ki} \right]$$

L'azione sismica, associata alle masse gravitazionali, viene calcolata come segue:

$$f_{d,mg} = \sum_{i=1}^n G_{ki} + \left[\sum_{i=1}^n \psi_{2i} Q_{ki} \right]$$

Nel caso in esame si è considerato l'azione sismica in termini di incremento della spinta che il terreno esercita sulla struttura scatolare per effetto del sisma.

2 ANALISI DEI CARICHI

La determinazione dei carichi che gravano sulla struttura è stata effettuata facendo riferimento al metro quadrato.

I pesi propri della struttura sono pari a 25,00 kN/m³ per il calcestruzzo armato e 78,50 kN/m³ per l'acciaio da carpenteria.

2.1 CARICHI PERMANENTI

Il solaio che si è scelto di realizzare ha un comportamento a piastra alleggerito a portanza bidirezionale di spessore pari a 40 cm e avente un peso proprio pari a:

$$G_{k1} = 10 \text{ kN/m}^2$$

Il peso dovuto ai carichi permanenti non strutturali, invece, comprende il ricoprimento in terra di 2,35 m ($\gamma_{\text{terreno}} = 18 \text{ kN/m}^3$) e, comprensivo per la realizzazione della piattaforma stradale di 0,77 m, risulta pari a:

$$G_{k2} = 48 \text{ kN/m}^2$$

2.2 CARICHI ACCIDENTALI

La definizione dei carichi di esercizio fa riferimento alle condizioni di carico mobile, per realizzare le condizioni di carico più gravose come riportato nel NTC18. In particolare si fa riferimento allo schema di carico n. 1, con i carichi concentrati e distribuiti, a seconda del numero della corsia convenzionale. I carichi concentrati vengono distribuiti su di un'area pari a 25,96 m², misurata al piano medio della soletta in calcestruzzo, distribuendo i due carichi tandem Q_k . In particolare i carichi Q_{ki} al piano campagna si diffondono nel terreno con un angolo pari a 30° e, successivamente, con un angolo di 45° nella soletta superiore del calcestruzzo.

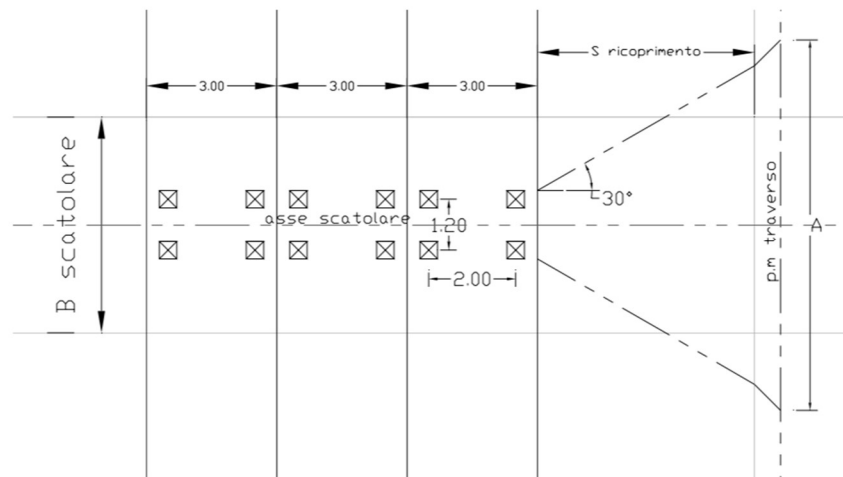


Figura 20: Diffusione longitudinale dei carichi nel terreno

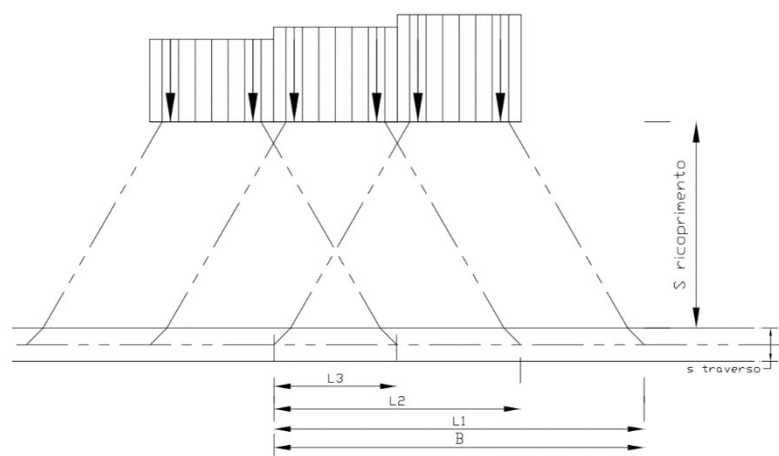


Figura 19: Diffusione trasversale dei carichi nel terreno

Dalla diffusione dei carichi tandem si ottiene, per ogni corsia, il relativo carico e l'eventuale sovrapposizione delle aree di influenza relative ad ogni asse. Il carico totale, quindi, è dato dalla seguente formula:

$$Q' = \frac{2 \times Q_{k1}}{A \times B} + \frac{2 \times Q_{k2}}{A \times B} \times \frac{L2}{L1} + \frac{2 \times Q_{k3}}{A \times B} \times \frac{L3}{L1}$$

dove

- i valori di A e B seguono il seguente andamento:

$$A = 1,2 + 0,4 + 2 \times \left(\frac{S}{2} \times \text{tg}45^\circ + H_{ric.} \times \text{tg}30^\circ \right)$$

$$B = 2 + 0,4 + 2 * \left(\frac{S}{2} \times \text{tg}45^\circ + H_{ric.} \times \text{tg}30^\circ \right)$$

- L1 = B = 5,551 m;
- L2 = 2,51 m;
- L3 = - 0,48 m.

I diversi contributi vengono sommati se l'estensione della sovrapposizione è di segno positivo, viceversa se è di segno negativo. Il valore di Q', definito nel modello come Q₁, è pari ad un carico distribuito sulle tre corsie convenzionali, ovvero ad un carico derivante dalle sovrapposizioni pari a 29,50 kN/m². Per i carichi distribuiti q_{ki} si considerano 9,00 kN/m² per la prima corsia convenzionale e 2,50 kN/m² per le restanti. Si considera, inoltre, un carico Q₂ dovuto alla spinta delle terre con andamento sulle pareti pari a

$$K_0 \times \gamma t \times H_{ric.}$$

In questo modo si assegna un valore di pressione a tale carico pari a 29,18 kN/m² alla quota superiore della soletta dello scatolare e un valore di 68,80 kN/m² alla quota inferiore.

Si considera, infine, un sovraccarico accidentale Q₃ sulle pareti dello scatolare pari a:

$$q \times K_0 = 13,8 \text{ kN/m}^2$$

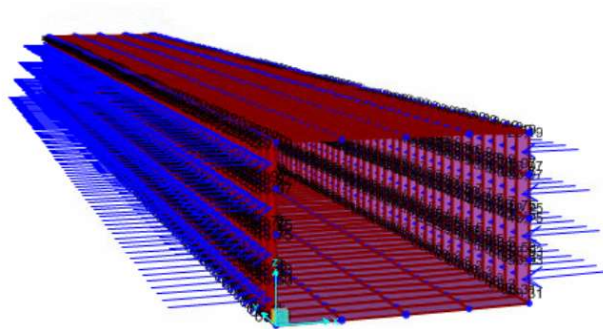


Figura 21: Spinta delle terre

2.3 SPINTA DELLE TERRE

Nel caso in esame si distingue tra spinta del terreno in condizioni statiche e quella in condizioni sismiche. Nel caso statico, la spinta orizzontale è calcolata secondo la teoria di Rankine:

$$\sigma'_h = \sigma'_v \times k_0$$

dove:

- $\sigma'_v = \gamma z$ è la componente verticale della spinta, funzione del peso specifico del terreno e della profondità;
- $k_0 = 1 - \text{sen}\varphi$ è il coefficiente di spinta a riposo, funzione dell'angolo di attrito.

Per il calcolo si considerano il peso di volume saturo del terreno γ pari a 18 kN/m³ e un coefficiente di spinta a riposo k_0 pari a 0,69.

Il calcolo della spinta del terreno in condizioni sismiche viene eseguito con il metodo pseudostatico (§ 7.11.6.2.1 NTC'18) secondo cui l'azione sismica è data da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Per il calcolo del coefficiente sismico si è fatto ricorso alla formulazione proposta da Mononobe - Okabe. Rispetto al caso statico la formula per la spinta diviene:

$$\sigma'_h = \sigma'_v * (1 - k_v) * k_{ae}$$

dove:

- k_v è definito come coefficiente sismico verticale (funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h);
- $k_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \beta)}{\cos \psi \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \psi - i)}{\cos(\delta + \beta + \psi) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$;
- $\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$;
- φ è l'angolo di attrito del terreno;
- $\delta = \tan \varphi$ è l'angolo di attrito all'interfaccia terreno-parete;
- i è l'angolo di inclinazione della scarpata rispetto all'orizzontale;

- β è l'angolo di inclinazione del paramento rispetto alla verticale.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

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

dove

- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità;

Le formule descritte per la definizione della spinta statica e di quella sismica sono state implementate nel modello di calcolo agli elementi finiti, un diagramma triangolare/rettangolare di spinta in funzione della profondità z del terreno.

3 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Come si può dedurre dalla relazione geologica, le caratteristiche del terreno alla quota d'imposta della fondazione, prevista a circa -5.50 m dal p.c. sono le seguenti:

peso di volume saturo	$\gamma' = 18 \text{ kN/m}^3$
angolo d'attrito interno	$\phi = 19^\circ$
coesione non drenata	$c = 0 \text{ kPa}$

Tabella 4: Caratteristiche terreno

Secondo la classificazione prevista dal D.M. 17/01/2018, la categoria del suolo di fondazione è la seguente:

CATEGORIA C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s
-------------	---

Tabella 5: Categoria del suolo di fondazione

4 AZIONE SISMICA

La definizione dell'azione sismica avviene in accordo al § 3.2 del D.M. 17/01/18.

Il periodo di riferimento dell'azione sismica V_R è ottenuto dalla seguente relazione (§ 2.4.3 D.M.18):

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

con: - V_R periodo di riferimento dell'azione sismica;

- V_N vita nominale dell'opera strutturale, ovvero, il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I del D.M.18.
- C_U coefficiente d'uso, funzione della classe d'uso dell'edificio riferendosi alla Tabella 2.4.II del D.M.18.

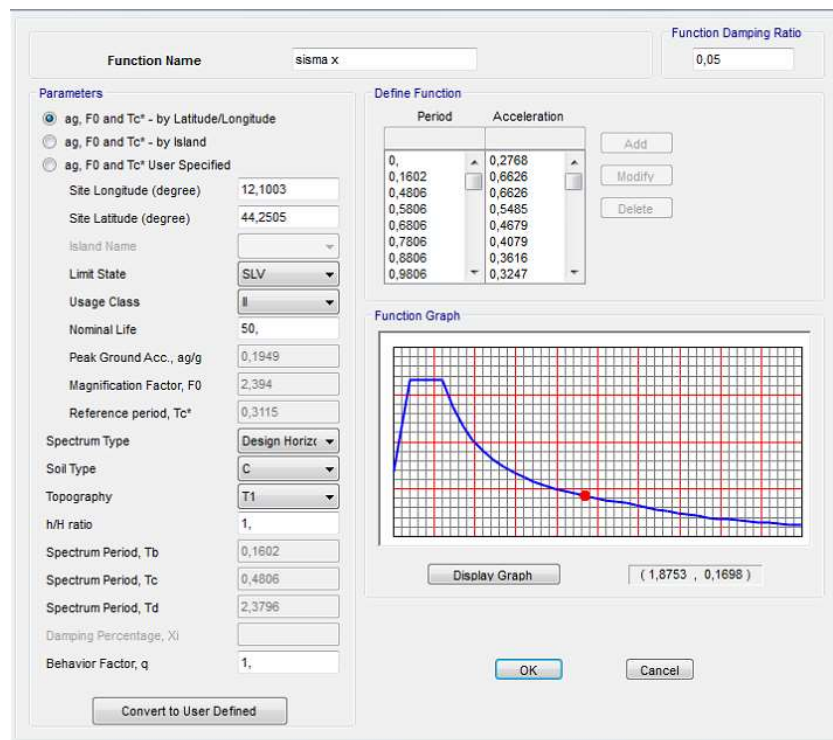


Figura 22: riferimenti azioni sismica x

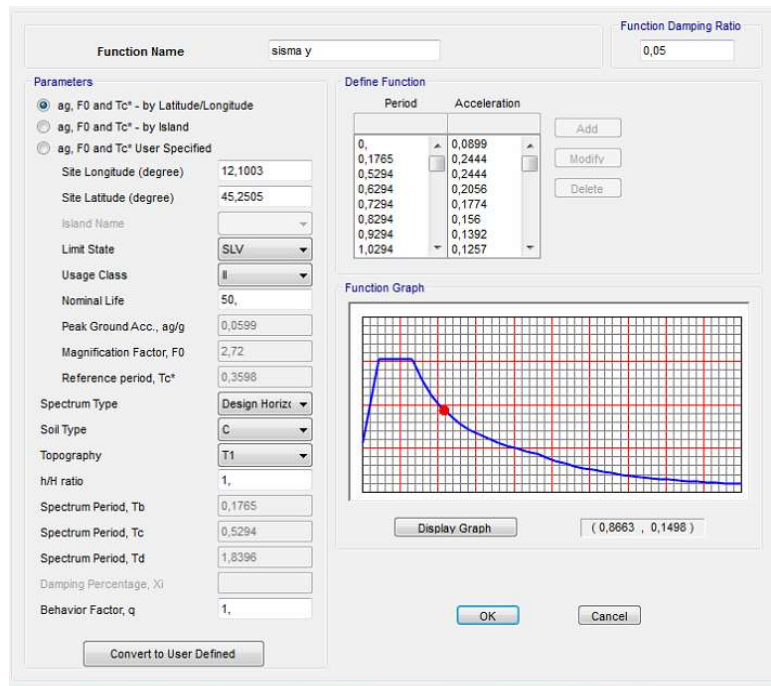


Figura 23: riferimenti azioni sismica y

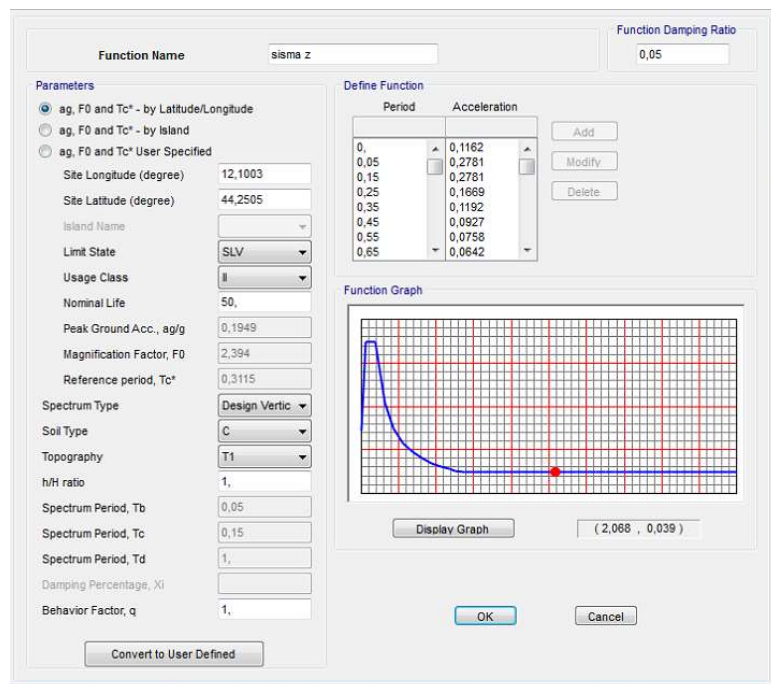


Figura 24: riferimenti azioni sismica z

5 COMBINAZIONI DI CARICO

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Figura 25: Combinazioni di carico

Il progetto e la verifica di tutti gli elementi strutturali sono stati operati mediante il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Le combinazioni considerate sono in accordo con quelle al §2.5.3 del D.M.18 'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni'.

Di seguito si riportano le combinazioni di carico definite dalla NTC 2018.

Le condizioni elementari di carico vengono tra loro combinate in modo da determinare le sollecitazioni più sfavorevoli conseguenti dall'applicazione delle tipologie di carico di seguito riassunte:

- 1) Peso proprio (G1):
 - Peso proprio strutture;
- 2) Carichi permanenti (G2):
 - Peso dei carichi permanenti portati come massetti, sottofondi, pavimentazioni...;
- 3) Azioni antropiche:
 - Carichi da affollamento (Q1);
- 3) Azioni ambientali e naturali:
 - Sisma (E).

La combinazione fondamentale impiegata agli SLU è del tipo:

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

dove γ_{Gi} e γ_{Qi} sono i coefficienti parziali di sicurezza definiti al §2.6.1. del D.M.18.

La verifica allo stato limite ultimo (SLU) o di danno (SLD) deve essere effettuata mediante la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

$$\gamma_E \cdot E + \gamma_G \cdot G_k + \gamma_P \cdot P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot \gamma_Q \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E è l'azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- $\gamma_E, \gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$, sono i coefficienti parziali di sicurezza pari a 1;
- Q_k è il valore caratteristico dell'azione variabile.

Gli effetti dell'azione sismica E saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali

$$G_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

In accordo con il § 7.3.5 del D.M.18 le azioni sismiche quindi vengono opportunamente combinate nelle due direzioni con la seguente formulazione:

$$E = \pm E_x \pm 0,3 \cdot E_y$$

$$E = \pm E_y \pm 0,3 \cdot E_x$$

Si ottengono, in conclusione, tre combinazioni allo stato limite ultimo, e le seguenti combinazioni sismiche.

Combinazione SLU	1	$1.3 \cdot G_1 + 1.5 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q_1 + 1.05 \cdot Q_2 + 1.05 \cdot Q_3$
Combinazione SLU	2	$1.3 \cdot G_1 + 1.5 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q_2 + 1.05 \cdot Q_1 + 1.05 \cdot Q_3$
Combinazione SLU	3	$1.3 \cdot G_1 + 1.5 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q_3 + 1.05 \cdot Q_1 + 1.05 \cdot Q_2$
Combinazione SISMA	-	$E + G_1 + G_2 + 0.2 \cdot Q_1$

COMB1	Linear Add	Linear Static	G1	1,5
COMB1		Linear Static	Q1	1,5
COMB1		Linear Static	Q2	1,05
COMB1		Linear Static	Q3	1,05
COMB1		Linear Static	DEAD	1,3
COMB2	Linear Add	Linear Static	G1	1,
COMB2		Linear Static	Q1	0,3
COMB2		Linear Static	Q2	0,3
COMB2		Linear Static	Q3	0,3
COMB2		Linear Static	DEAD	1,
COMB3	Linear Add	Linear Static	G1	1,5
COMB3		Linear Static	Q1	1,05

COMB3		Linear Static	Q2	1,5
COMB3		Linear Static	Q3	1,5
COMB3		Linear Static	DEAD	1,3
ENVELOPE	Envelope	Response Combo	COMB1	1,
ENVELOPE		Response Combo	COMB2	1,
ENVELOPE		Response Combo	COMB3	1,
Slv 1	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 1		Linear Static	G1	1,
Slv 1		Linear Static	Q1	0,2
Slv 1		Linear Static	Q2	0,2
Slv 1		Response Spectrum	sisma x	1,
Slv 1		Response Spectrum	sisma y	0,3
Slv 1		Response Spectrum	sisma z	0,3
Slv 1		Linear Static	Q3	0,2
Slv 2	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 2		Linear Static	G1	1,
Slv 2		Linear Static	Q1	0,2
Slv 2		Linear Static	Q2	0,2
Slv 2		Response Spectrum	sisma x	1,
Slv 2		Response Spectrum	sisma y	-0,3
Slv 2		Response Spectrum	sisma z	0,3
Slv 2		Linear Static	Q3	0,2
Slv 3	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 3		Linear Static	G1	1,
Slv 3		Linear Static	Q1	0,2
Slv 3		Linear Static	Q2	0,2
Slv 3		Response Spectrum	sisma x	1,
Slv 3		Response Spectrum	sisma y	0,3
Slv 3		Response Spectrum	sisma z	-0,3
Slv 3		Linear Static	Q3	0,2
Slv 4	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 4		Linear Static	G1	1,
Slv 4		Linear Static	Q1	0,2
Slv 4		Linear Static	Q2	0,2
Slv 4		Response Spectrum	sisma x	0,3
Slv 4		Response Spectrum	sisma y	1,
Slv 4		Response Spectrum	sisma z	0,3
Slv 4		Linear Static	Q3	0,2
Slv 5	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 5		Linear Static	G1	1,
Slv 5		Linear Static	Q1	0,2
Slv 5		Linear Static	Q2	0,2
Slv 5		Response Spectrum	sisma x	-0,3
Slv 5		Response Spectrum	sisma y	1,
Slv 5		Response Spectrum	sisma z	0,3
Slv 5		Linear Static	Q3	0,2
Slv 6	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 6		Linear Static	G1	1,
Slv 6		Linear Static	Q1	0,2
Slv 6		Linear Static	Q2	0,2

Slv 6		Response Spectrum	sisma x	0,3
Slv 6		Response Spectrum	sisma y	1,
Slv 6		Response Spectrum	sisma z	-0,3
Slv 6		Linear Static	Q3	0,2
Slv 7	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 7		Linear Static	G1	1,
Slv 7		Linear Static	Q1	0,2
Slv 7		Linear Static	Q2	0,2
Slv 7		Response Spectrum	sisma x	0,3
Slv 7		Response Spectrum	sisma y	0,3
Slv 7		Response Spectrum	sisma z	1,
Slv 7		Linear Static	Q3	0,2
Slv 8	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 8		Linear Static	G1	1,
Slv 8		Linear Static	Q1	0,2
Slv 8		Linear Static	Q2	0,2
Slv 8		Response Spectrum	sisma x	-0,3
Slv 8		Response Spectrum	sisma y	0,3
Slv 8		Response Spectrum	sisma z	1,
Slv 8		Linear Static	Q3	0,2
Slv 9	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 9		Linear Static	G1	1,
Slv 9		Linear Static	Q1	0,2
Slv 9		Linear Static	Q2	0,2
Slv 9		Response Spectrum	sisma x	0,3
Slv 9		Response Spectrum	sisma y	-0,3
Slv 9		Response Spectrum	sisma z	1,
Slv 9		Linear Static	Q3	0,2
Slv 10	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 10		Linear Static	G1	1,
Slv 10		Linear Static	Q1	0,2
Slv 10		Linear Static	Q2	0,2
Slv 10		Response Spectrum	sisma x	-1,
Slv 10		Response Spectrum	sisma y	0,3
Slv 10		Response Spectrum	sisma z	0,3
Slv 10		Linear Static	Q3	0,2
Slv 11	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 11		Linear Static	G1	1,
Slv 11		Linear Static	Q1	0,2
Slv 11		Linear Static	Q2	0,2
Slv 11		Response Spectrum	sisma x	-1,
Slv 11		Response Spectrum	sisma y	-0,3
Slv 11		Response Spectrum	sisma z	0,3
Slv 11		Linear Static	Q3	0,2
Slv 12	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 12		Linear Static	G1	1,
Slv 12		Linear Static	Q1	0,2
Slv 12		Linear Static	Q2	0,2
Slv 12		Response Spectrum	sisma x	-1,
Slv 12		Response Spectrum	sisma y	0,3

Slv 12		Response Spectrum	sisma z	-0,3
Slv 12		Linear Static	Q3	0,2
Slv 13	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 13		Linear Static	G1	1,
Slv 13		Linear Static	Q1	0,2
Slv 13		Linear Static	Q2	0,2
Slv 13		Response Spectrum	sisma x	0,3
Slv 13		Response Spectrum	sisma y	-1,
Slv 13		Response Spectrum	sisma z	0,3
Slv 13		Linear Static	Q3	0,2
Slv 14	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 14		Linear Static	G1	1,
Slv 14		Linear Static	Q1	0,2
Slv 14		Linear Static	Q2	0,2
Slv 14		Response Spectrum	sisma x	-0,3
Slv 14		Response Spectrum	sisma y	-1,
Slv 14		Response Spectrum	sisma z	0,3
Slv 14		Linear Static	Q3	0,2
Slv 15	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 15		Linear Static	G1	1,
Slv 15		Linear Static	Q1	0,2
Slv 15		Linear Static	Q2	0,2
Slv 15		Response Spectrum	sisma x	0,3
Slv 15		Response Spectrum	sisma y	-1,
Slv 15		Response Spectrum	sisma z	-0,3
Slv 15		Linear Static	Q3	0,2
Slv 16	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 16		Linear Static	G1	1,
Slv 16		Linear Static	Q1	0,2
Slv 16		Linear Static	Q2	0,2
Slv 16		Response Spectrum	sisma x	0,3
Slv 16		Response Spectrum	sisma y	0,3
Slv 16		Response Spectrum	sisma z	-1,
Slv 16		Linear Static	Q3	0,2
Slv 17	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 17		Linear Static	G1	1,
Slv 17		Linear Static	Q1	0,2
Slv 17		Linear Static	Q2	0,2
Slv 17		Response Spectrum	sisma x	-0,3
Slv 17		Response Spectrum	sisma y	0,3
Slv 17		Response Spectrum	sisma z	-1,
Slv 17		Linear Static	Q3	0,2
Slv 18	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 18		Linear Static	G1	1,
Slv 18		Linear Static	Q1	0,2
Slv 18		Linear Static	Q2	0,2
Slv 18		Response Spectrum	sisma x	0,3
Slv 18		Response Spectrum	sisma y	-0,3
Slv 18		Response Spectrum	sisma z	-1,
Slv 18		Linear Static	Q3	0,2

Slv 19	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 19		Linear Static	G1	1,
Slv 19		Linear Static	Q1	0,2
Slv 19		Linear Static	Q2	0,2
Slv 19		Response Spectrum	sisma x	-1,
Slv 19		Response Spectrum	sisma y	-0,3
Slv 19		Response Spectrum	sisma z	-0,3
Slv 19		Linear Static	Q3	0,2
Slv 20	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 20		Linear Static	G1	1,
Slv 20		Linear Static	Q1	0,2
Slv 20		Linear Static	Q2	0,2
Slv 20		Response Spectrum	sisma x	-0,3
Slv 20		Response Spectrum	sisma y	-1,
Slv 20		Response Spectrum	sisma z	-0,3
Slv 20		Linear Static	Q3	0,2
Slv 21	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,
Slv 21		Linear Static	G1	1,
Slv 21		Linear Static	Q1	0,2
Slv 21		Linear Static	Q2	0,2
Slv 21		Response Spectrum	sisma x	-0,3
Slv 21		Response Spectrum	sisma y	-0,3
Slv 21		Response Spectrum	sisma z	-1,
Slv 21		Linear Static	Q3	0,2
ENVELOPE SI-SMSA	Envelope	Response Combo	Slv 1	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 2	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 3	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 4	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 5	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 6	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 7	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 8	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 9	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 10	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 11	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 12	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 13	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 14	1,

ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 15	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 16	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 17	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 18	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 19	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 20	1,
ENVELOPE SI-SMSA		Response Combo	Slv 21	1,
ENVELOPE + ENVELOPE SIMSA	Envelope	Response Combo	ENVELOPE	1,
ENVELOPE + ENVELOPE SIMSA		Response Combo	ENVELOPE SIMSA	1,

6 MODELLAZIONE FEM

Si descrive il modello ottenuto dalla discretizzazione dell'edificio operata per mezzo di un programma di calcolo agli elementi finiti al fine di condurre le analisi statiche e dinamiche. In tutte le analisi eseguite c'è da tener conto che la correlazione tra la struttura reale ed il suo modello non è mai perfetta, sebbene ci si riferisca a parametri identificati: vi possono essere infatti zone od aree dove il modello non rappresenta tutti gli aspetti fisici della costruzione in esame. La correlazione dipende, inoltre, dal tipo di elemento usato, dal metodo di applicazione dei carichi e da come si sono introdotti i vincoli. Poiché un'analisi agli elementi finiti fornisce una soluzione approssimata, l'accuratezza della soluzione cresce col numero di elementi introdotti; tuttavia, agendo in questo modo, aumenta anche il tempo d'esecuzione del calcolo. Il metodo più sicuro è quello di procedere per passi, partendo da una modellazione semplice per poi passare, con successivi affinamenti, ad una modellazione più complessa e più rappresentativa della struttura reale. Nel caso in esame si è realizzato un complesso modello spaziale.

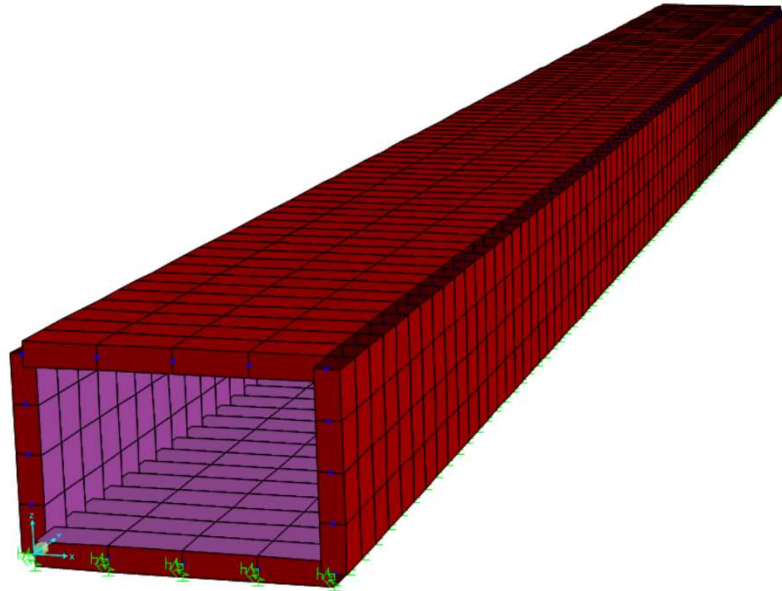


Figura 26: Modello FEM

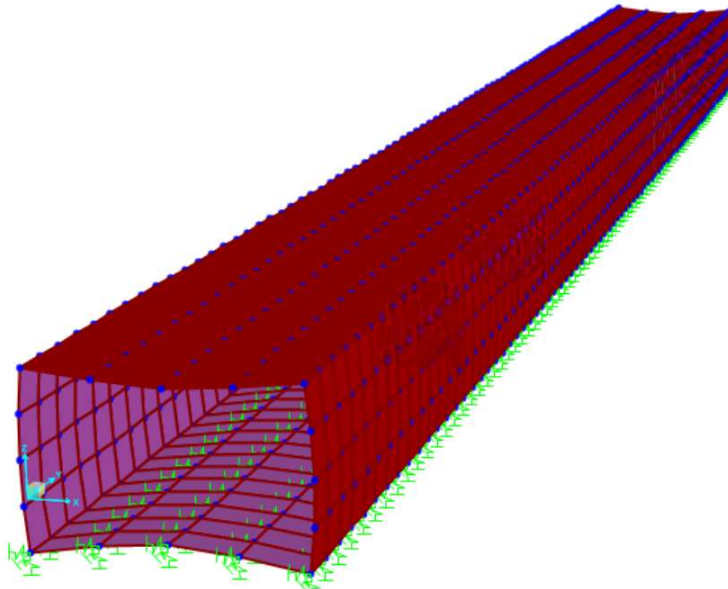


Figura 27: Modello FEM deformata

7 RISULTATI

7.1 SOLAIO DI COPERTURA

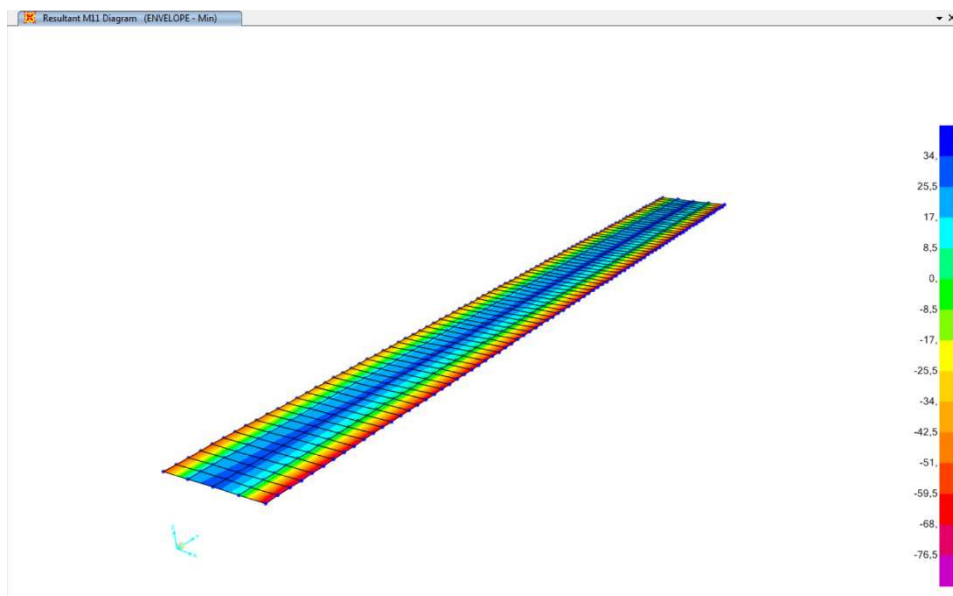


Figura 28: Momento flettente del solaio di copertura in direzione M11 max

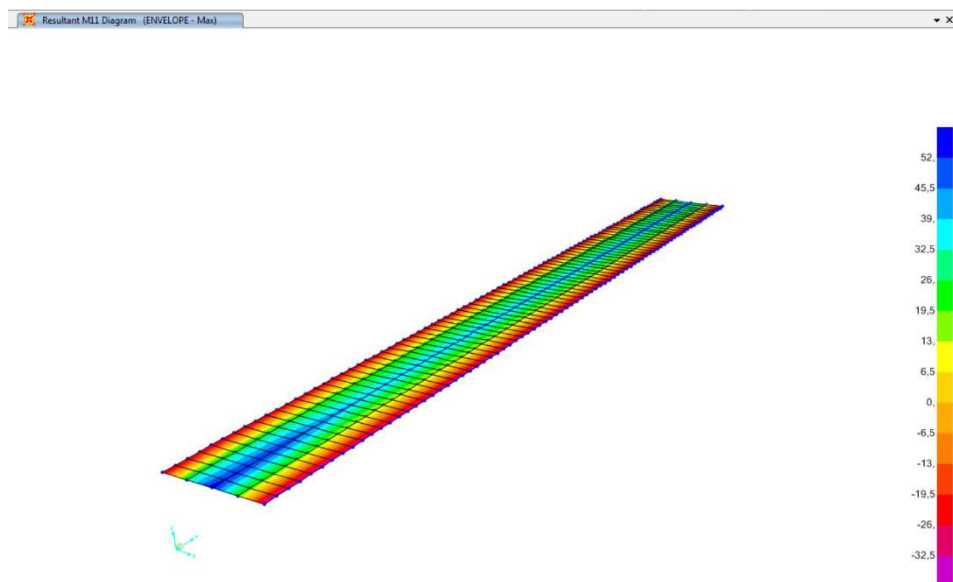


Figura 29: Momento flettente del solaio di copertura in direzione M11 min

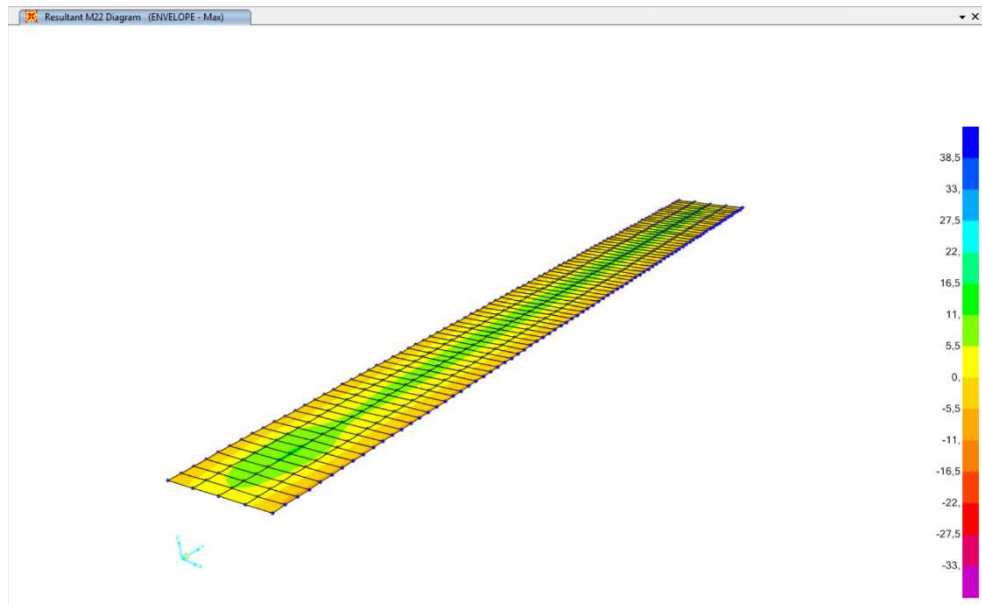


Figura 30: Momento flettente del solaio di copertura in direzione M22 max

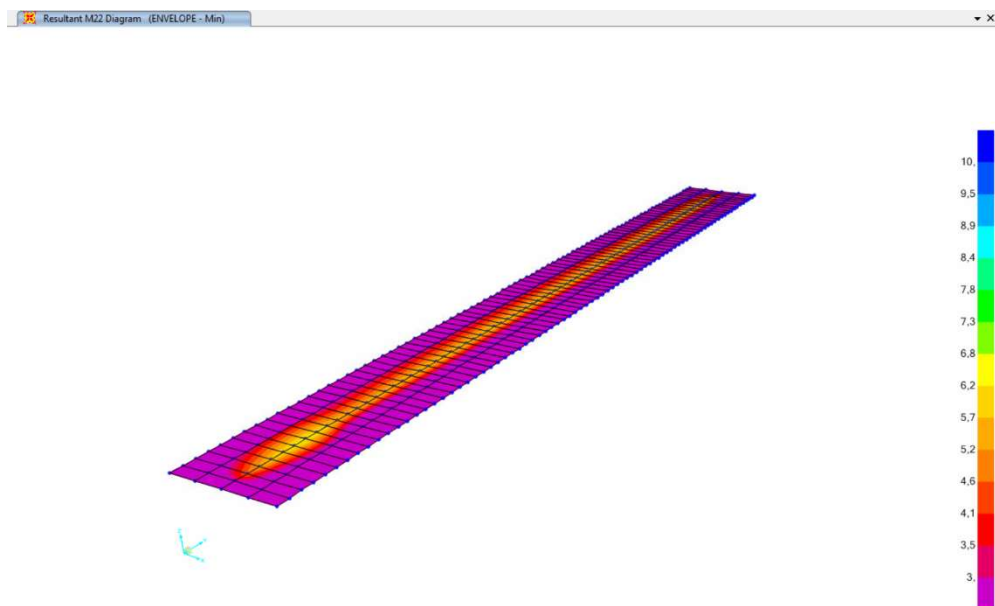


Figura 31: Momento flettente del solaio di copertura in direzione M22 min

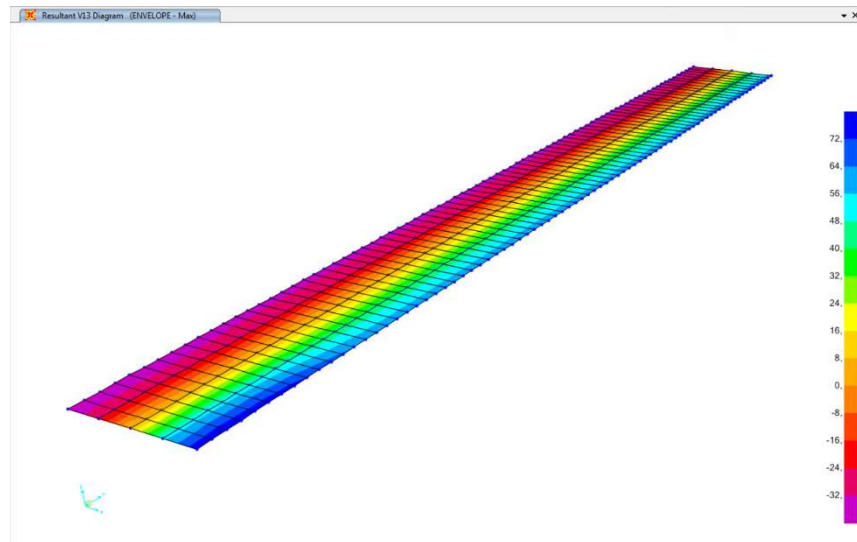


Figura 32: Taglio V13 relativo al solaio di copertura

7.2 SOLAIO DI FONDAZIONE

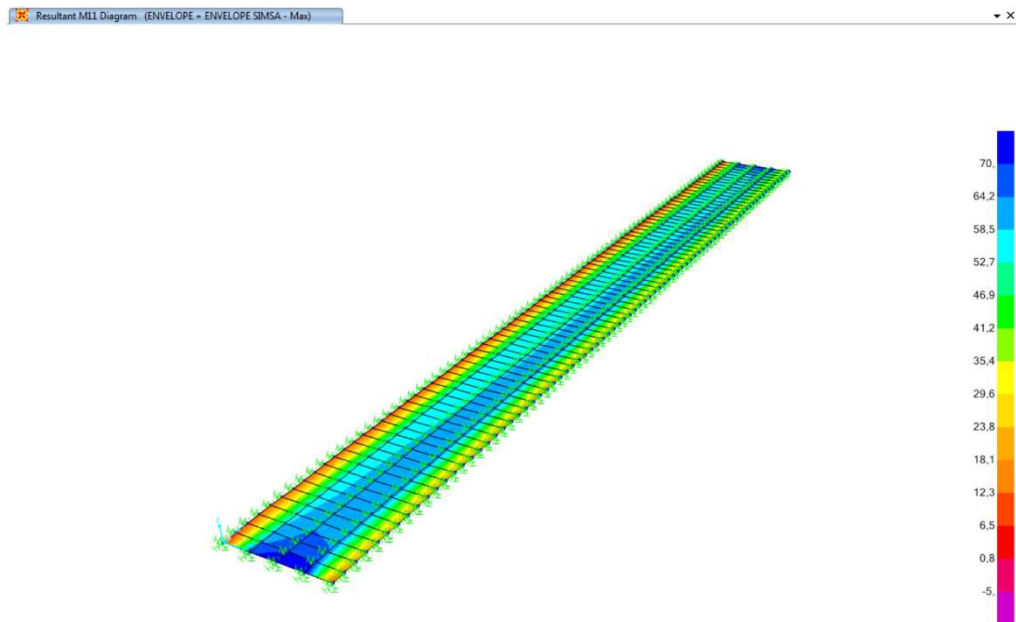


Figura 33: Momento flettente del solaio di fondazione in direzione M11max

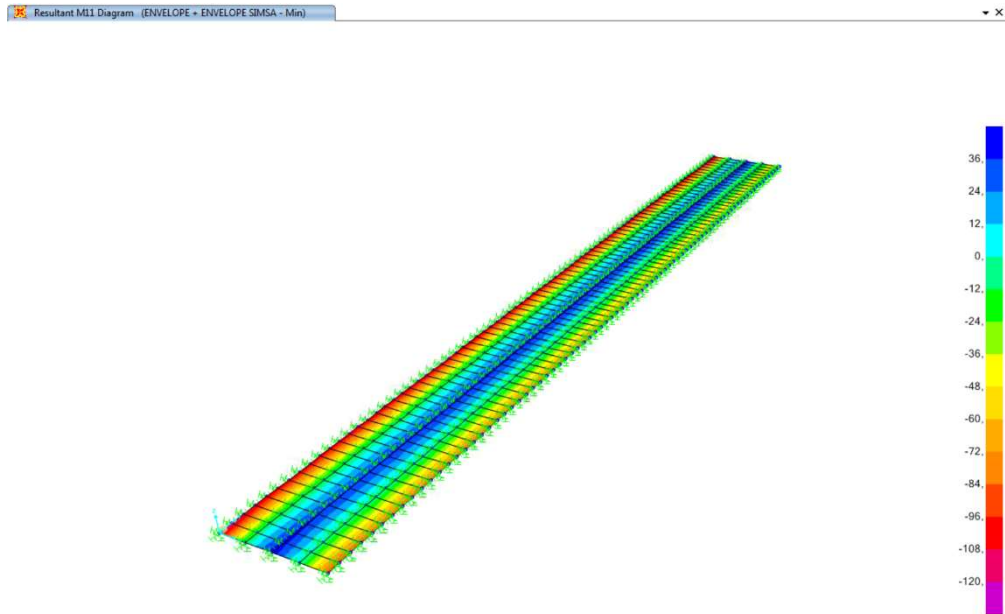


Figura 34: Momento flettente del solaio di fondazione in direzione M11min

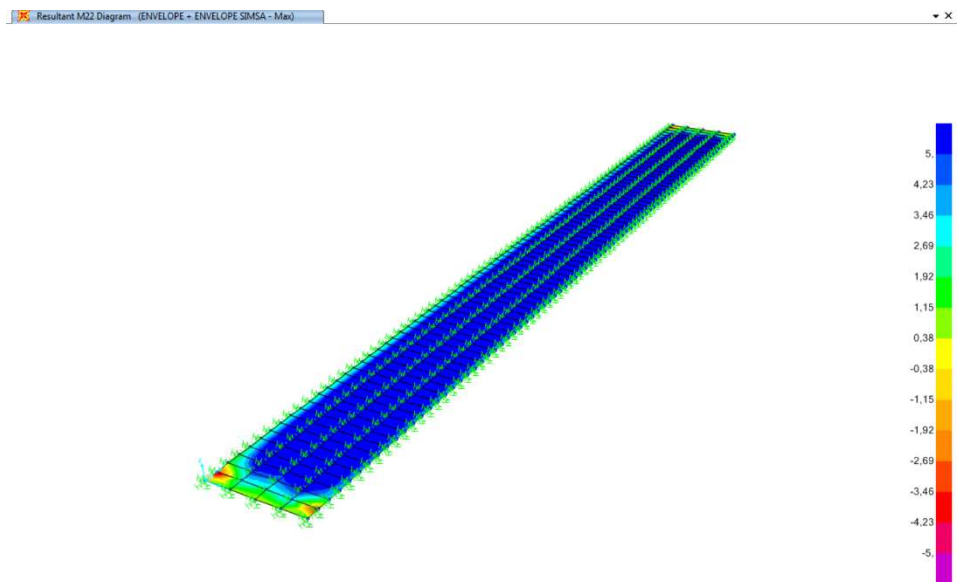


Figura 35: Momento flettente del solaio di fondazione in direzione M22 max

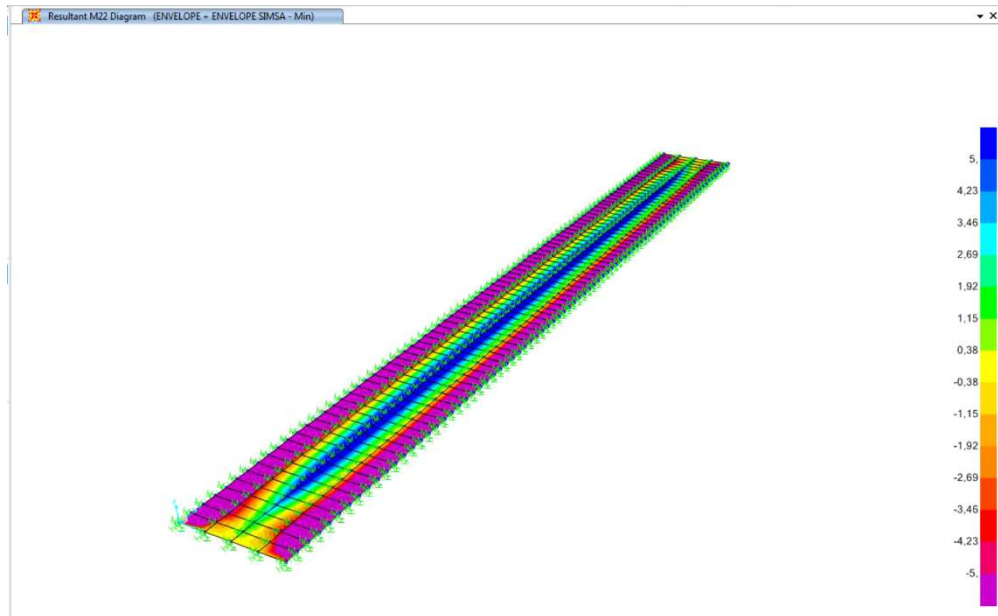


Figura 36: Momento flettente del solaio di fondazione in direzione M22 min

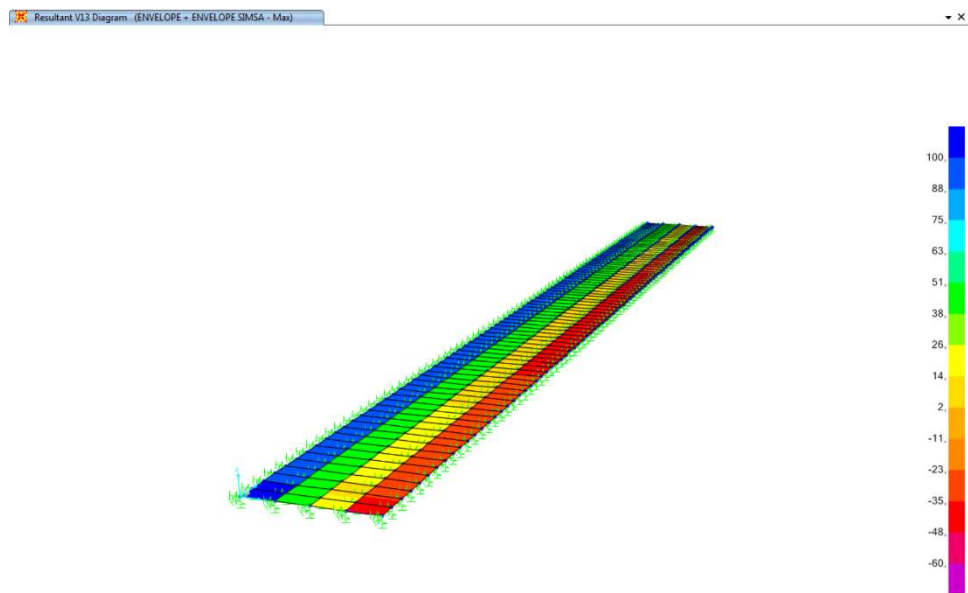


Figura 37: Taglio V13 relativo al solaio di fondazione

7.3 PARETI

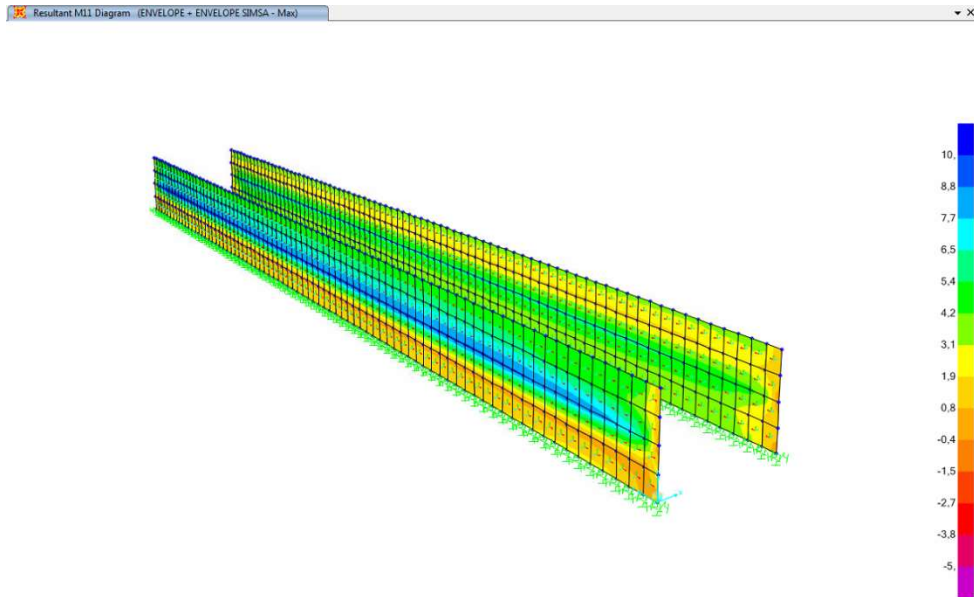


Figura 38: Momento flettente delle pareti longitudinali in direzione M11 max

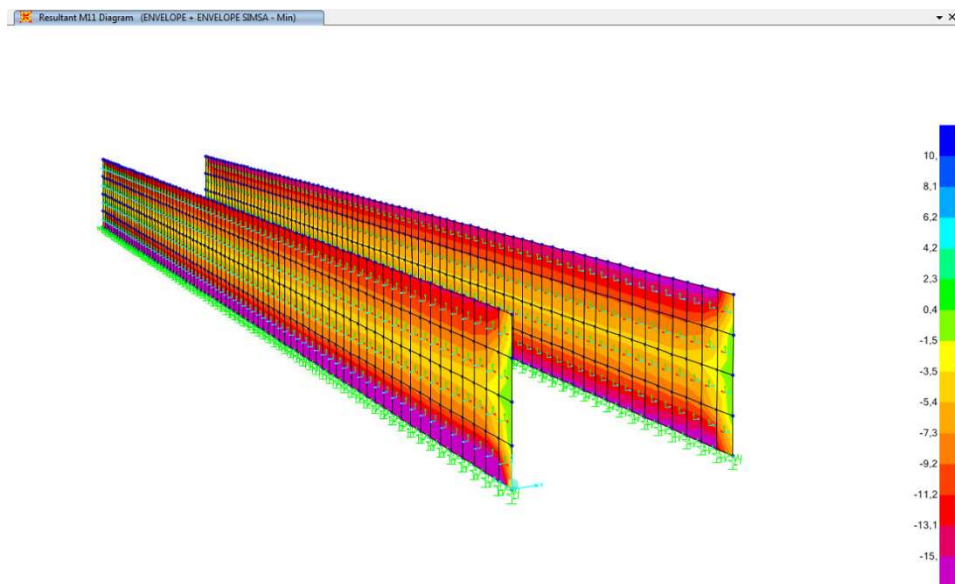


Figura 39: Momento flettente delle pareti longitudinali in direzione M11 min

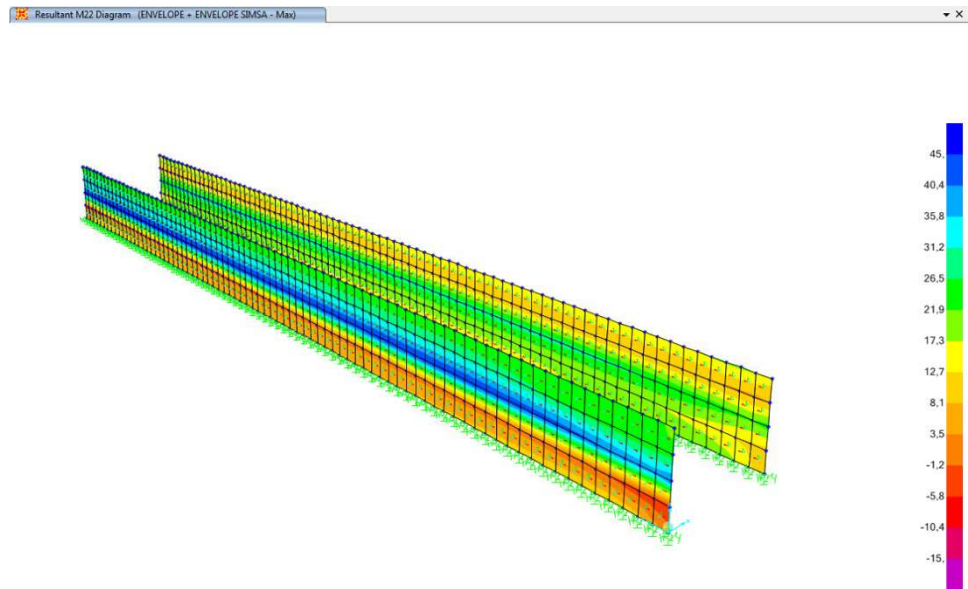


Fig 40: Momento flettente delle pareti longitudinali in direzione M22 max

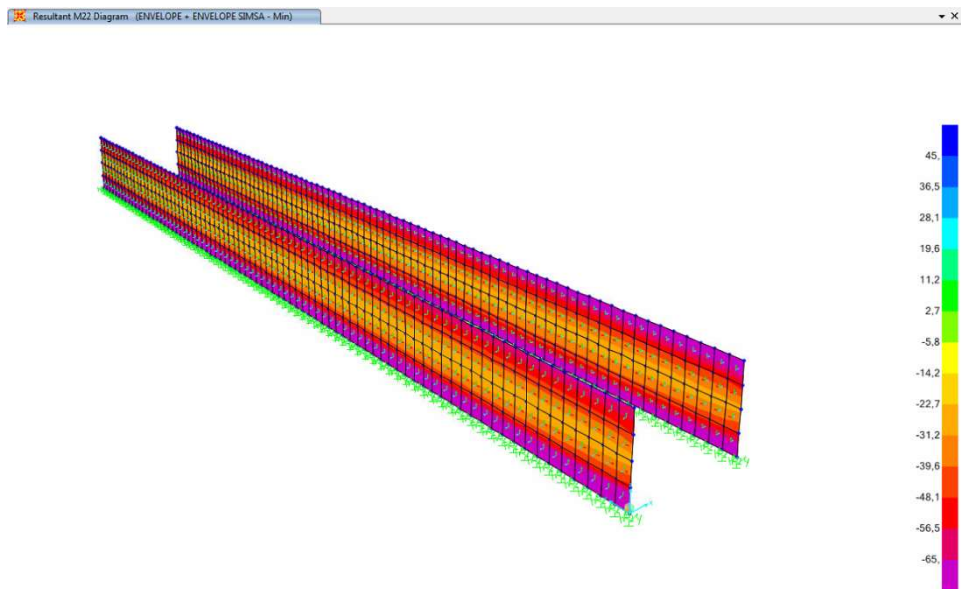


Fig 41: Momento flettente delle pareti longitudinali in direzione M22 min

8 VERIFICHE

8.1 SOLAIO DI COPERTURA

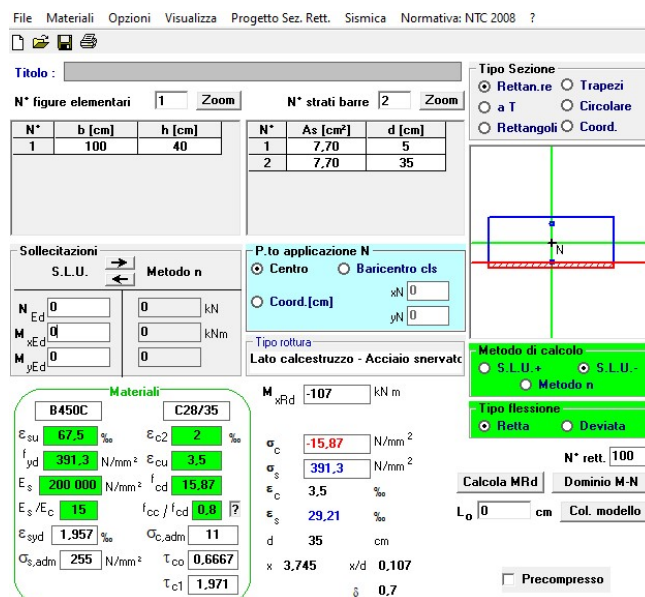
Si ipotizza la realizzazione di un solaio con soletta piena di spessore 35 cm in cemento armato, con portanza bidirezionale.

Il dimensionamento delle armature si effettua utilizzando le sollecitazioni provenienti dall'analisi statica non lineare: il momento flettente di calcolo M_d per la zona tesa delle sezioni di estremità e di mezzera, e il taglio di calcolo V_d per la zona compressa delle sezioni di estremità di tutte le travi; l'area necessaria A_{nec} si calcola con le formule seguenti:

$$A_{nec} = \frac{M_d}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad A_{nec} = \frac{V_d}{f_{yd}}$$

8.1.1 Flessione

Si riportano di seguito i valori massimi di momento flettente tra le due direzioni in cui è ordito il solaio e i valori di momento resistente ottenuti con il software VCA SLU, avendo ipotizzato una sezione di larghezza unitaria (100 cm) e di spessore pari a 40 cm.



The screenshot shows the VCA SLU software interface with the following data:

- Titolo:** (empty)
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,70	5
2	7,70	35
- Sollecitazioni:** S.L.U., Metodo n
- Materiali:**
 - B450C:** ϵ_{su} 67,5 ‰, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200 000 N/mm², $\epsilon_{s,adm}$ 1,957 ‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C28/35:** ϵ_{c2} 2 ‰, ϵ_{cu} 3,5 ‰, f_{cd} 15,87, f_{cc}/f_{cd} 0,8, $\sigma_{c,adm}$ 11, τ_{co} 0,6667, τ_{c1} 1,971
- P.to applicazione N:** Centro
- Tipi rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
- Calcolo:** Metodo n
- Tipi flessione:** Retta
- Calcoli:** M_{xRd} -107 kN m, σ_c -15,87 N/mm², σ_s 391,3 N/mm², ϵ_c 3,5 ‰, ϵ_s 29,21 ‰, d 35 cm, x 3,745, x/d 0,107, δ 0,7
- Altri dati:** N rett. 100, L_0 0 cm, Col. modello

Armatura trasversale $M_{11} = 78 \text{ kNm/m}$ (massimo momento in appoggio)

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	7,70	5
			2	7,70	35

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 107 kNm

Materiali: B450C C28/35

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -15,87 N/mm ²
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰	σ_s 391,3 N/mm ²
E_s 200 000 N/mm ²	f_{cd} 15,87	ϵ_c 3,5 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8	ϵ_s 29,21 ‰
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11	d 35 cm
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,6667	x 3,745 x/d 0,107
	τ_{c1} 1,971	δ 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Armatura trasversale $M_{11} = 56 \text{ kNm/m}$ (massimo momento in campata)

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	3,93	5
			2	3,93	35

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 16 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -58,43 kNm

Materiali: B450C C28/35

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -15,87 N/mm ²
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰	σ_s 391,3 N/mm ²
E_s 200 000 N/mm ²	f_{cd} 15,87	ϵ_c 3,5 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8	ϵ_s 47,92 ‰
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11	d 35 cm
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,6667	x 2,382 x/d 0,06807
	τ_{c1} 1,971	δ 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

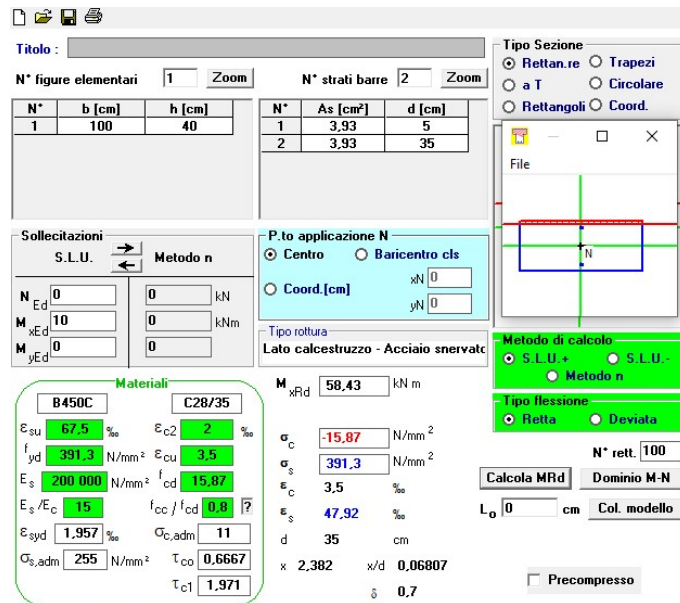
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Armatura longitudinale $M_{22} = 16 \text{ kNm/m}$ (massimo momento in appoggio)



TITOLO : _____

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	3,93	5
			2	3,93	35

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

N_{Ed} 0 **0** kN
M_{xEd} 10 **0** kNm
M_{yEd} 0 **0**

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C **C28/35**
 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} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
M_{xRd} 58,43 kNm
 σ_c -15,97 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 47,92 ‰
 d 35 cm
 λ 2,382 λ/d 0,06807
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**
 Precompresso

Armatura longitudinale $M_{22} = 10 \text{ kNm/m}$ (massimo momento in campata)

Rispetto allo stato di sollecitazione flessionale agente risulta sufficiente adottare 5 $\phi 14$ a metro sia in appoggio che in mezzzeria. Pertanto si prescrive di adottare barre $\phi 14$ passo 20 in direzione trasversale, sia superiormente che inferiormente; si prescrive di adottare barre $\phi 10$ passo 20 in direzione longitudinale, sia superiormente che inferiormente.

8.1.2 Taglio

Per la verifica a taglio si sono utilizzate le formule riportate nel capitolo 4 delle NTC2018. La resistenza a taglio della soletta senza armatura a taglio è valutata come segue:

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

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{0,5} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,0035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{0,5}$$

$$\rho = \frac{A_{sl}}{b_w * d}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = 0 \text{ (cautelativamente)}$$

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	1000 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	400 mm	Classe cls	C28/35
Copriferro: c =	50 mm	fck	28 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	16 Mpa
Armatura Longitudinale		γ_c	1,5
Diametro armatura tesa=	14 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	5	fyk	450 Mpa
Diametro armatura compressa =	14 mm	fyd	391 Mpa
N° barre compresse =	5	γ_s	1,15

Tabella 6: Dati sezione rettangolare

AZIONI	
N_{Ed} =	0,00 kN
V=	75,00 kN

Tabella 7: Azioni

Resistenza sezioni non armate a taglio	V_{Rd}	170,28 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

Tabella 8: Resistenza

Armatura a taglio: $V_{ed} = 75 \text{ kN/m}$ (massimo taglio)

8.2 SOLAIO DI FONDAZIONE

8.2.1 Flessione

Si riportano di seguito i valori massimi di momento flettente tra le due direzioni in cui è ordito il solaio e i valori di momento resistente ottenuti con il software VCA SLU, avendo ipotizzato una sezione di larghezza unitaria (100 cm) e di spessore pari a 40 cm.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	5
			2	10,05	35

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 120 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -135,4 kN m

σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 25,95 ‰
d 35 cm
x 4,16 x/d 0,1189
δ 0,7

Materiali

B450C	C28/35
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} 15,87
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8 ?
ε _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 11
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,6667
	τ _{c1} 1,971

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Armatura trasversale $M_{11} = 120 \text{ kNm/m}$ (massimo momento in appoggio)

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	5
			2	10,05	35

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 135,4 kN m

σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 25,95 ‰
d 35 cm
x 4,16 x/d 0,1189
δ 0,7

Materiali

B450C	C28/35
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} 15,87
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8 ?
ε _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 11
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,6667
	τ _{c1} 1,971

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Armatura trasversale $M_{11} = 70 \text{ kNm/m}$ (massimo momento in campata)

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	3,93	5
			2	3,93	35

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 58,43 kNm

σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 47,92 ‰
d 35 cm
x 2,382 x/d 0,06807
δ 0,7

Materiali: B450C C28/35
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} 15,87
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Armatura longitudinale $M_{22} = 25 \text{ kNm/m}$ (massimo momento in appoggio)

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	3,93	5
			2	3,93	35

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 25 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -81,71 kNm

σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 33,63 ‰
d 35 cm
x 3,299 x/d 0,09427
δ 0,7

Materiali: B450C C28/35
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} 15,87
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Armatura longitudinale $M_{22} = 12 \text{ kNm/m}$ (massimo momento in campata)

Rispetto allo stato di sollecitazione flessionale agente risulta sufficiente adottare 5 ϕ 16 a metro sia in appoggio che in mezzera. Pertanto si prescrive di adottare barre ϕ 16 passo 20 in direzione trasversale, sia superiormente che inferiormente; si prescrive di adottare barre ϕ 10 passo 20 in direzione longitudinale, sia superiormente che inferiormente.

8.2.2 Taglio

Per la verifica a taglio si sono utilizzate le formule riportate nel capitolo 4 delle NTC2018. La resistenza a taglio della soletta senza armatura a taglio è valutata come segue:

$$V_{rd} = \left\{ 0.18 * k * \frac{(100 * \rho * f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 * \sigma_{cp} \right\} * b_w * d \geq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{0.5} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.0035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{0.5}$$

$$\rho = \frac{A_{sl}}{b_w * d}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = 0 \text{ (cautelativamente)}$$

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	1000 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	400 mm	Classe cls	C28/35
Copriferro: c =	50 mm	f _{ck}	28 Mpa
DATI ARMATURA		f _{cd}	16 Mpa
		γ_c	1,5
Armatura Longitudinale			
Diametro armatura tesa=	16 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	5	f _{yk}	450 Mpa
Diametro armatura compressa =	16 mm	f _{yd}	391 Mpa
N° barre compresse =	5	γ_s	1,15

Tabella 9: Dati sezione rettangolare

AZIONI	
N _{Ed} =	0,00 kN
V=	110,00 kN

Tabella 10: Azioni

Resistenza sezioni non armate a taglio	V_{Rd}	186,13 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

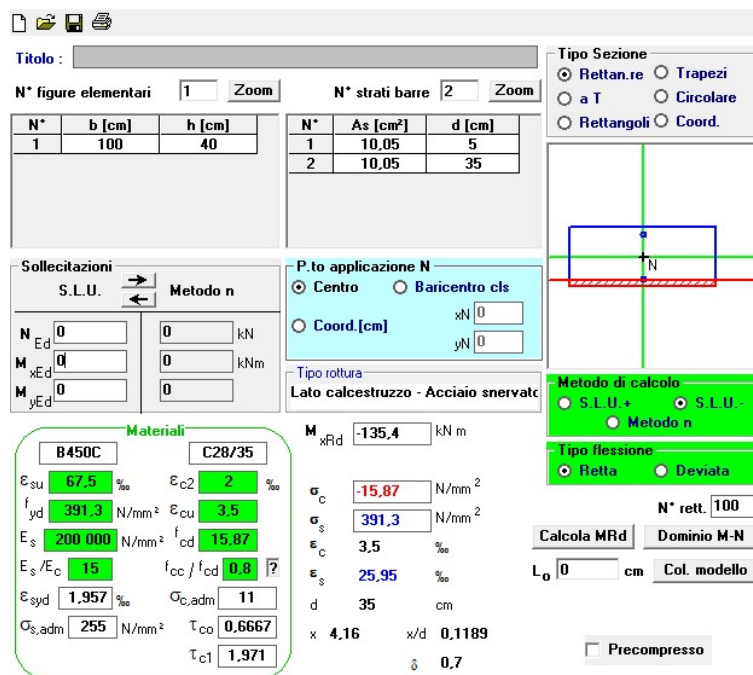
Tabella 11: Resistenza

Armatura a taglio: $V_{ed} = 110 \text{ kN/m}$ (massimo taglio)

8.3 PARETI

8.3.1 Flessione

Si riportano di seguito i valori massimi di momento flettente tra le due direzioni in cui sono ordite le pareti e i valori di momento resistente ottenuti con il software VCA SLU, avendo ipotizzato una sezione di larghezza unitaria (100 cm) e di spessore pari a 40 cm.



The screenshot shows the VCA SLU software interface with the following data:

- Titolo:** [Empty]
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5
2	10,05	35
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- Materiali:**
 - B450C:** $\epsilon_{su} = 67.5$ ‰, $f_{yd} = 391.3$ N/mm², $E_s = 200\,000$ N/mm², $\epsilon_{s,adm} = 1.957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm²
 - C28/35:** $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3.5$ ‰, $f_{cd} = 15.87$ N/mm², $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$, $\sigma_{c,adm} = 11$ N/mm², $\tau_{c1} = 1.971$ N/mm²
- P.to applicazione N:** Centro
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, Metodo n
- Tipo flessione:** Retta
- N° rett.:** 100
- Calcola MRd** / **Dominio M-N**
- L₀:** 0 cm
- Col. modello**
- Precompresso:** [Checked]

Armatura trasversale $M_{22} = 110 \text{ kNm/m}$ (massimo momento in appoggio)

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5
2	10,05	35

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

File

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 45 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 135,4 kNm

σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 25,95 ‰
d 35 cm
x 4,16 x/d 0,1189
δ 0,7

Materiali:
B450C C28/35
E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 15,87 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Armatura trasversale $M_{22} = 45 \text{ kNm/m}$ (massimo momento in campata)

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,93	5
2	3,93	35

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

File

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 22 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -58,43 kNm

σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 47,92 ‰
d 35 cm
x 2,382 x/d 0,06807
δ 0,7

Materiali:
B450C C28/35
E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 15,87 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Armatura longitudinale $M_{11} = 22 \text{ kNm/m}$ (massimo momento in appoggio)

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	3,93	5
			2	3,93	35

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C28/35	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm ²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200 000 N/mm ²	f _{cd}	15,87
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8 ?
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	11
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0,6667
		τ _{c1}	1,971

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Armatura longitudinale $M_{11} = 10 \text{ kNm/m}$ (massimo momento in campata)

Rispetto allo stato di sollecitazione flessionale agente risulta sufficiente adottare 5 $\phi 16$ a metro sia in appoggio che in mezzera. Pertanto si prescrive di adottare barre $\phi 16$ passo 20 in direzione trasversale, sia superiormente che inferiormente; si prescrive di adottare barre $\phi 10$ passo 20 in direzione longitudinale, sia superiormente che inferiormente.