

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA
RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO

STAZIONI

FV01 - RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

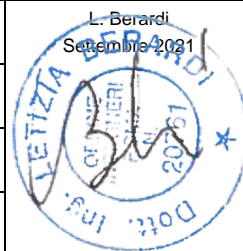
SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

IR0F 02 R 11 CL FV0100 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	P. Cucino	Sett. 2021	G. Meneschini M.E. D'Effremo	Sett. 2021	C. Urzuoli	Sett. 2021	L. Berardi Settembre 2021



File: IR0F02R11CLFV0100001A.doc

n. Elab.:

Sommario

1.	GENERALITA'	4
2.	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	4
2.1	STAZIONE DI GENGA.....	6
3.	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	7
3.1	GEOTECNICA GENERALE	7
3.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3.3	PRESCRIZIONI E SPECIFICHE TECNICHE (RFI, ITF)	8
3.4	SOFTWARE IMPIEGATI.....	8
4.	CARATTERISTICHE MATERIALI	9
4.1	CALCESTRUZZO	9
4.1.1	<i>Magrone</i>	9
4.1.2	<i>Calcestruzzo per soletta di fondazione, pilastri, setti e soletta di copertura</i>	9
4.2	ACCIAIO.....	10
4.2.1	<i>Acciaio di armatura per c.a.</i>	10
5.	CLASSE DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRO	11
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA.....	13
7.	DESCRIZIONE DELL'OPERA E SOLUZIONI PROGETTUALI	15
8.	CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DELLE OPERE	20
9.	MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI	21
10.	ANALISI DEI CARICHI	23
10.1	G1: PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA	23
10.2	G2: PERMANENTI PORTATI	24
10.3	Q1: SOVRACCARICO SULLA SOLETTA STAZIONE	29
10.4	Q2: CARICO DA NEVE	32
10.5	Q3: AZIONE DEL VENTO	32
10.6	Q4: AZIONI TERMICHE.....	38

10.7	E: AZIONI SISMICHE	39
11.	COMBINAZIONI DI CARICO	43
12.	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE.....	44
12.1	PILASTRI.....	44
12.1.1	<i>Azioni interne agli SLU.....</i>	<i>44</i>
12.1.2	<i>Azioni interne agli SLE.....</i>	<i>47</i>
12.1.3	<i>Azioni interne agli SLV.....</i>	<i>49</i>
12.1.4	<i>Veriche ed incidenza.....</i>	<i>52</i>
12.2	SOLETTA DI COPERTURA.....	55
12.2.1	<i>Soletta centrale – Verifiche flessionali ed incidenza acciaio</i>	<i>55</i>
12.2.2	<i>Soletta centrale – Verifiche a taglio</i>	<i>74</i>
12.2.3	<i>Travi laterali – Verifiche flessionali</i>	<i>77</i>
13.	PLATEA DI FONDAZIONE	80
13.1	VERIFICHE SLU GEO.....	80
13.2	CALCOLO DELLE AZIONI	82
13.3	RISULTATI CONDIZIONE PIÙ GRAVOSA: SISMA Y-ECCX.....	85
13.4	VERIFICHE SLE.....	90
13.4.1	<i>Calcolo dei Cedimenti primari.....</i>	<i>90</i>
13.4.2	<i>Calcolo dei Cedimenti secondari</i>	<i>93</i>

1. GENERALITA'

2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Nell'ambito del potenziamento infrastrutturale della Linea ferroviaria Orte-Falconara, il presente Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica riguarda il raddoppio della tratta PM228-Castelplanio. Tale progetto è suddiviso nei 3 Lotti Funzionali di seguito elencati:

- Lotto 1: da PM228 a Bivio Nord Albacina, ovvero da progressiva Km 0+00 (pk 228+014 della LS) alla progressiva Km 7+200 di progetto
- Lotto 2: da Bivio Nord Albacina a Serra San Quirico (i) ovvero da progressiva Km 0+00 (pk 237+589 della LS) alla progressiva Km 8+889 (pk 246+958 della LS)
- Lotto 3 da Serra San Quirico (e) a Castelplanio (e) ovvero da progressiva Km 0+00 a progressiva Km 6+272 (pk 252+578 della LS).

Nel 2003 era stato redatto da ITF il progetto preliminare nell'ambito della Legge Obiettivo che già teneva conto dei 3 Lotti Funzionali sopra descritti. Rispetto al tracciato previsto in tale Progetto, il tracciato del PFTE in oggetto è stato aggiornato per tenere conto degli aggiornamenti normativi intercorsi.

Lotto 2

Il tracciato complessivo del Lotto 2 ha uno sviluppo complessivo pari a circa 8.900 m.

L'intervento ha inizio alla pk 7+200=0+47 di progetto, con una sovrapposizione di circa 47 m con i binari del Lotto 1, in corrispondenza dell'imbocco Sud della galleria GN02, galleria "Valtreara".

Ad inizio intervento nei pressi del Bivio Nord Albacina, è prevista una Cabina TE per gestire il corretto assetto delle protezioni della LdC e garantire l'equipotenzialità delle condutture.

Il tracciato prosegue in galleria (Galleria Valtreara di circa 900m); all'uscita dalla galleria è prevista l'opera di scavalco di Via di San Vittore, e dopo un tratto in viadotto (circa 210m) si arriva nella stazione di Genga, dove viene realizzata una nuova stazione su scatolare (in posizione rialzata rispetto all'esistente per problemi di incompatibilità idraulica dell'attuale tracciato), e vengono riorganizzati gli spazi dell'attuale parcheggio e delle attività commerciali previste in funzione della posizione del nuovo tracciato ferroviario. La nuova stazione prevederà marciapiedi H55cm, rampe scale e ascensori. Entrambi i marciapiedi verranno dotati di nuove pensiline ferroviarie.

Nell'area della fermata verrà realizzato un Fabbricato Tecnologico con annesso locale di Consegna ENEL.

Tra le viabilità di progetto c'è la Nuova Viabilità NV02 che risolve l'interferenza di Via Guglielmo Marconi fra gli abitati di S. Vittore e Genga Stazione, entrambi frazione di Genga, nella zona attorno all'attuale parcheggio per le grotte di Frasassi. In questo tratto la viabilità esistente viene interferita quasi perpendicolarmente dal tracciato della ferrovia di progetto: in progetto viene previsto che la nuova viabilità sottopassi la Linea ferroviaria di progetto; il PL esistente alla progressiva Km 239+600 viene eliminato a seguito dello spostamento della linea ferroviaria in nuova sede.

In uscita dalla nuova stazione di Genga è prevista la nuova galleria "Genga" di circa 570 m, e poi una serie di gallerie (galleria Mogiano 800m, Galleria Chiarodovo 280m, Galleria La Rossa 1.230m e Galleria Murano 1.100 m) alternate a tratti all'aperto, che costituiscono un sistema di gallerie equivalenti, che pertanto sono state attrezzate con le predisposizioni di sicurezza in galleria in ottemperanza al DM del 28.10.2005, con fabbricati di emergenza (PGEP) per la sicurezza in galleria e marciapiedi PES (aventi lunghezza pari a 250m) per gestire l'esodo delle persone in condizioni di sicurezza.

Nei tratti all'aperto in alternanza alle gallerie sono previsti 3 viadotti di circa 240m, 210m e 110m.

Infine è prevista l'adeguamento a fermata dell'impianto di Serra San Quirico, con realizzazione di un nuovo sovrappasso, dei collegamenti perdonali (rampe scale ed ascensori), realizzazione di due nuovi marciapiedi L utile pari a 250 m e H=55 cm. Entrambi i marciapiedi verranno dotati di nuove pensiline ferroviarie.

Nell'area della fermata verrà realizzato un Fabbricato Tecnologico con annesso locale di Consegna ENEL.

E' prevista la soppressione del PL posto alla progressiva Km 246+400 circa, mediante viabilità sostitutiva che sovrappassa la linea ferroviaria in progetto.

Subito dopo la fermata di Serra San Quirico verrà realizzata una Cabina TE provvisoria.

Sono previste barriere antirumore per una lunghezza complessiva pari a circa 1.650 m, tra binario pari e binario dispari, di tipo H4 e H6.

3. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

3.1 Geotecnica Generale

- [1] RS3C 00 R 29 GE GE0000 001 A – Relazione Geotecnica Generale
- [2] RS3C 00 R 29 F6 GE0000 001 A – Profilo Geotecnico tav 1 di 3
- [3] RS3C 00 R 29 F6 GE0000 002 A – Profilo Geotecnico tav 2 di 3
- [4] RS3C 00 R 29 F6 GE0000 003 A – Profilo Geotecnico tav 3 di 3

3.2 Normativa di riferimento

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono effettuate in accordo con le prescrizioni di seguito elencate e conformi alle normative vigenti:

- [5] Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni»
- [6] UNI EN 1992-1-1: Eurocodice 2 – Progettazione strutture in CA
- [7] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 11 febbraio 2019, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»
- [8] Decreto Ministeriale 28/10/2005. "Sicurezza nelle gallerie ferroviarie";
- [9] Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell'Unione Europea – 1303/2014 - relativa alla Specifica Tecnica di Interoperabilità concernente "la sicurezza nelle gallerie ferroviarie" nel sistema ferroviario transeuropeo convenzionale e ad alta velocità;
- [10] Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell'Unione Europea – 1300/2014 - relativa ad una Specifica Tecnica di Interoperabilità concernente le "persone a mobilità ridotta" nel sistema ferroviario transeuropeo convenzionale e ad alta velocità;
- [11] Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell'Unione Europea – 1299/2014 - relativa ad una Specifica Tecnica di Interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità.

4. CARATTERISTICHE MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni delle NTC18 e del "Manuale di progettazione delle opere civili" RFI DTC SI MA IFS 001 A.

4.1 Calcestruzzo

4.1.1 Magrone

Classe di resistenza = C12/15

4.1.2 Calcestruzzo per soletta di fondazione, pilastri, setti e soletta di copertura

γ_c = peso specifico = 25.00 kN/m³

Classe di resistenza = C32/40

R_{ck} = resistenza cubica = 40.0 N/mm²

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 R_{ck} = 33.2 N/mm²

f_{cm} = resistenza cilindrica media = $f_{ck} + 8$ = 41.2 N/mm²

f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione = $\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$ = 0.85 * 30/1.5 = 18.8 N/mm²

f_{ctm} = resistenza a trazione media = 0.30 * $f_{ck}^{2/3}$ = 3.09 N/mm²

f_{cfm} = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 * f_{ctm} = 3.70 N/mm²

f_{ctk} = resistenza a traz. per flessione caratt. = 0.70 * f_{cfm} = 2.59 N/mm²

E_{cm} = modulo elast. tra 0 e 0.40 f_{cm} = 22000 * $(f_{cm}/10)^{0.3}$ = 33642 N/mm²

σ_c = Resistenza a compressione (Comb. Rara) = 0.55 * f_{ck} = 18.26 N/mm²

σ_c = Resistenza a compressione (Comb. Quasi Permanente) = 0.40 * f_{ck} = 13.28 N/mm²

4.2 Acciaio

4.2.1 Acciaio di armatura per c.a.

Tipo = B 450 C

γ_a = peso specifico = 78.50 kN/m³

$f_{y\ nom}$ = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm²

$f_{t\ nom}$ = tensione nominale di rottura = 540 N/mm²

$f_{yk\ min}$ = minima tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm²

$f_{tk\ min}$ = minima tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm²

$(f_t/f_y)_{k\ min}$ = minimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.15

$(f_t/f_y)_{k\ max}$ = massimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.35

$(f_y/f_{y\ nom})_k$ = massimo rapporto tra i valori nominali = 1.25

$(A_{gt})_k$ = allungamento caratteristico sotto carico massimo = 7.5 %

$\varphi_{\ min}$ = minimo diametro consentito delle barre = 6 mm

$\varphi_{\ max}$ = massimo diametro consentito delle barre = 40 mm

E = modulo di elasticità dell'acciaio = 206000 N/mm²

α_T = coefficiente di dilatazione termica = 0.00001 °C⁻¹

σ_s = resistenza a trazione (Comb. Rara) = 0.75 * $f_{yk\ min}$ = 337.5 N/mm²

5. CLASSE DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRO

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI 11104, si definiscono di seguito la classe di esposizione del calcestruzzo per le diverse parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

Elemento	Classe cls	Classe esposizione	Ambiente	Diametro massimo aggregati	Max a/c	Min cemento	Copriferro
				[mm]		[kg/mc]	[mm]
Pali	C25/30	XC2	Ordinario	25	0,60	300	60
Soletta fondazione	C32/40	XF1	Aggressivo	32	0,50	320	50
Setti e pilastri	C32/40	XF1	Aggressivo	32	0,50	320	50
Soletta copertura	C32/40	XF1	Aggressivo		0.50	320	50

Classe esposizione norma UNI 9658	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copri ferro o nel doppiamento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera tra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenente cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9658	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla salssedime marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle maree.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti. Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
6 Attacco chimico**						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo o secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di scarico industriali.	0,45	C 35/45	

*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:
- moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione;
- elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

**) Da parte di acque del terreno e acque fluviali.

La scelta delle classi di resistenza dei conglomerati riportate in precedenza viene di seguito verificata impiegando il Prospetto 4 della UNI-EN 11104 il quale prescrive, in funzione delle Classi di Esposizione, la resistenza minima delle miscele da adottare:

prospetto 4 Valori limiti per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Classi di esposizione																		
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico			
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti										
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	
Massimo rapporto <i>a/c</i>	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Minima classe di resistenza ^{*)}	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	28,35	32/40	35/45				
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	
Contenuto minimo in aria (%)													3,0 ^{a)}						
Altri requisiti													Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ^{b)}		

*) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.

b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Le unità Geotecniche intercettate a partire da p.c. in corrispondenza della Stazione di Genga sono riportate nella successiva tabella.

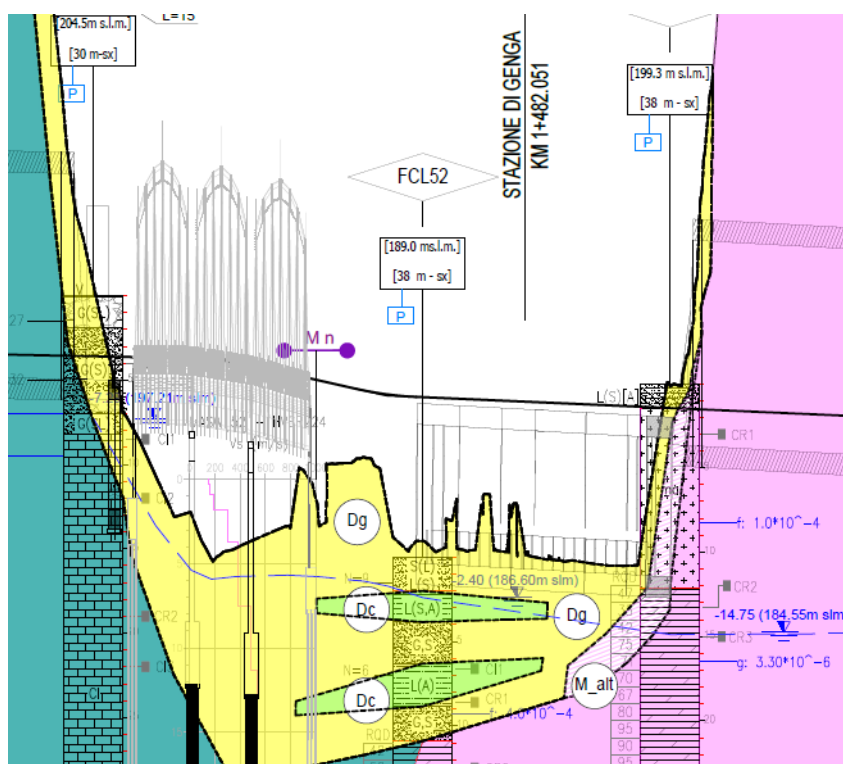


Figura 2: Stralcio del Profilo Geotecnico

da z(m)	a z(m)	sp (m)	Unità	Descrizione
0.00	2.00	2.00	Dg	Alluvioni Terrazzate e depositi di versante a prevalenza ghiaioso sabbiosa
2.00	3.85	1.85	Dc	Alluvioni Terrazzate e depositi di versante a prevalenza limoso argilloso
3.85	6.30	2.45	Dg	Alluvioni Terrazzate e depositi di versante a prevalenza ghiaioso sabbiosa
6.30	8.85	2.55	Dc	Alluvioni Terrazzate e depositi di versante a prevalenza limoso argilloso
8.85	10.90	2.05	Dg	Alluvioni Terrazzate e depositi di versante a prevalenza ghiaioso sabbiosa
10.90	>40	>30	M_f	Marne a Fucoidi

Tabella 1: Stratigrafia a partire da piano campagna

da z(m)	a z(m)	Unità	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	Cu (kPa)	σ_{CRM} (kPa)	E' (MPa)	cv (cm ² /s)	c α (-)
0.00	2.00	Dg	19.5÷20	0	32÷34	-	-	25÷60	-	-
2.00	3.85	Dc	19.5	0÷3	26÷28	130	-	10÷13	1.5x10 ⁻⁴ ÷1.3x10 ⁻³	1.0x10 ⁻³ ÷2.2x10 ⁻³
3.85	6.30	Dg	19.5÷20	0	34÷37	-	-	25÷60	-	-
6.30	8.85	Dc	19.5	0÷3	26÷28	80	-	6÷11	1.5x10 ⁻⁴ ÷1.3x10 ⁻³	1.0x10 ⁻³ ÷2.2x10 ⁻³
8.85	10.90	Dg	19.5÷20	0	37÷40	-	-	60÷100	-	-
10.90	>40	M_f	24÷25	-	-	-	120÷460	750÷3300	-	-

Tabella 2: Parametri meccanici di riferimento

Il sondaggio di riferimento è FCL52, a quota 189.0 mslm.

La falda è a 2.30m da pc.

Il piano di fondazione è posto a quota 187.5mslm circa. Si considera poi uno spessore di 1.00m di bonifica e pertanto la stratigrafia di progetto diventa come segue:

da z(m)	a z(m)	sp (m)	Unità
0.00	1.00	1.00	Bonifica
1.00	2.35	1.35	Dc
2.35	4.80	2.45	Dg
4.80	7.35	2.55	Dc
7.35	9.40	2.05	Dg
9.40	>40	>30	M_f

Tabella 3: Stratigrafia di progetto a partire da intradosso Platea

Per la Bonifica si assumono i seguenti parametri di riferimento:

$$\gamma=20 \text{ kN/m}^3$$

$$c'=0 \text{ kPa}$$

$$\varphi'=35^\circ$$

$$E'=40 \text{ Mpa}$$

7. DESCRIZIONE DELL'OPERA E SOLUZIONI PROGETTUALI

La nuova stazione di Genga si estende per una lunghezza complessiva di circa 275 m, suddivisa in cinque moduli separati da giunti di tipo strutturale

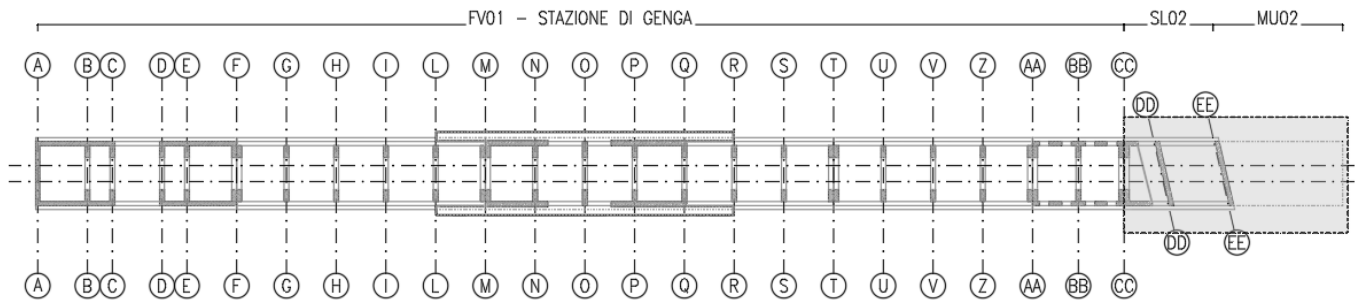


Figura 3 – Vista planimetrica strutturale della nuova stazione di Genga e relativa suddivisione in moduli.

- **Modulo 1:** la struttura è caratterizzata dalla presenza di una soletta di fondazione ancorata su pali, da una soletta di copertura sulla quale si ha il passaggio della nuova linea ferroviaria e un sistema di setti e pilastri che garantiscono sia il supporto alla soletta di copertura che la resistenza nei confronti dell'azione sismica;

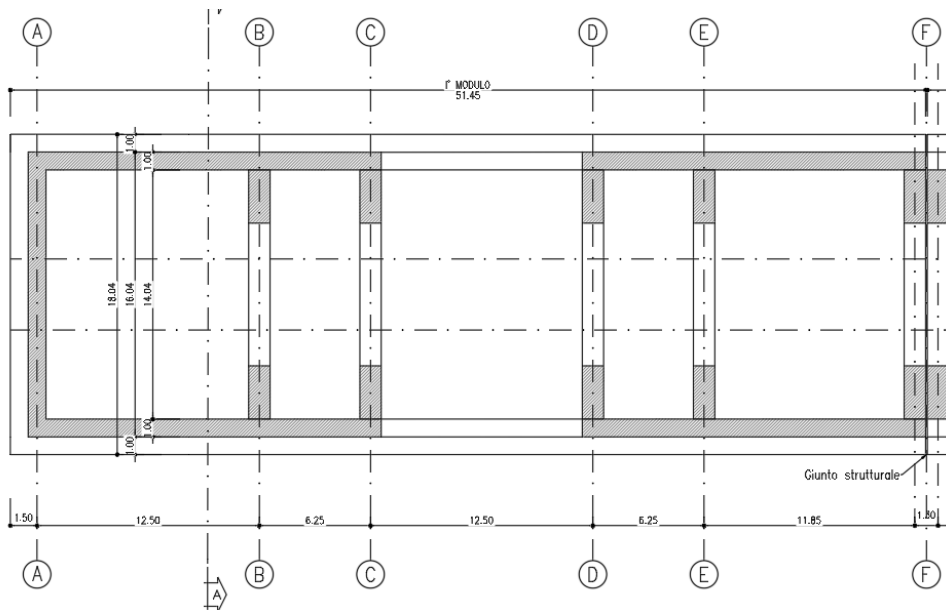


Figura 4: Modulo 1 e relativo sistema strutturale.

FV01 - RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 11	CL	FV0100001A	0	16 di 93

- *Modulo 2*: le solette di fondazione e copertura sono analoghe a quelle del modulo 1 (Figura 4), mentre la sostanziale differenza riguarda gli elementi verticali. Nel modulo 2 sono infatti assenti i setti sia in direzione longitudinale che trasversale, lasciando quindi ai soli pilastri il compito di assorbire le sollecitazioni sismiche orizzontali;

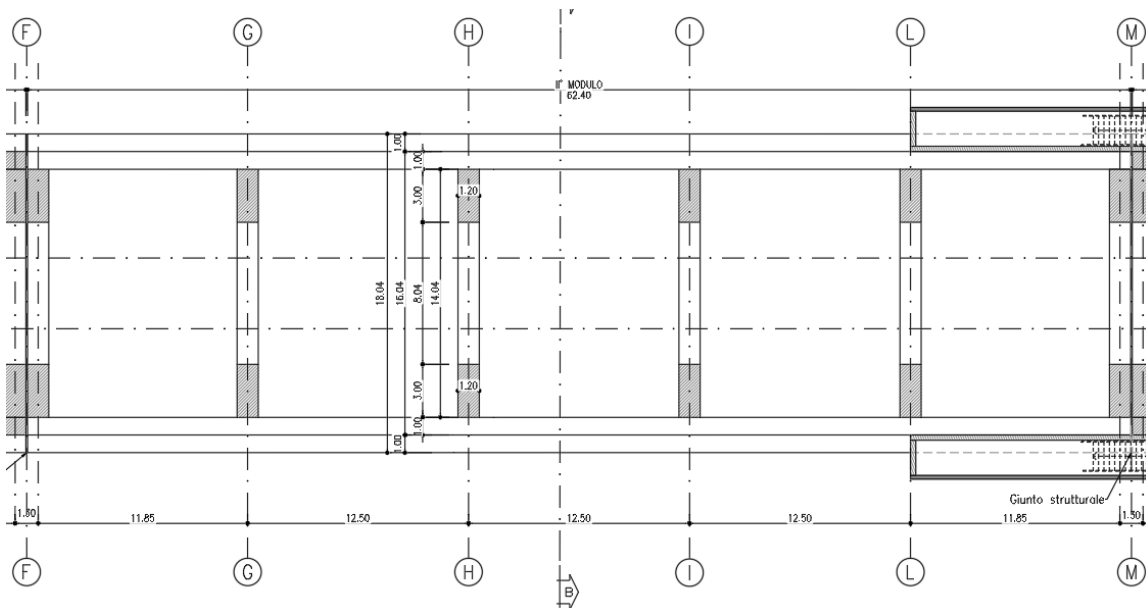


Figura 5: Modulo 2 e relativo sistema strutturale.

- *Modulo 3*: dal punto di vista strutturale il presente modulo è analogo al Modulo 1 eccetto che per l'assenza dei setti trasversali;

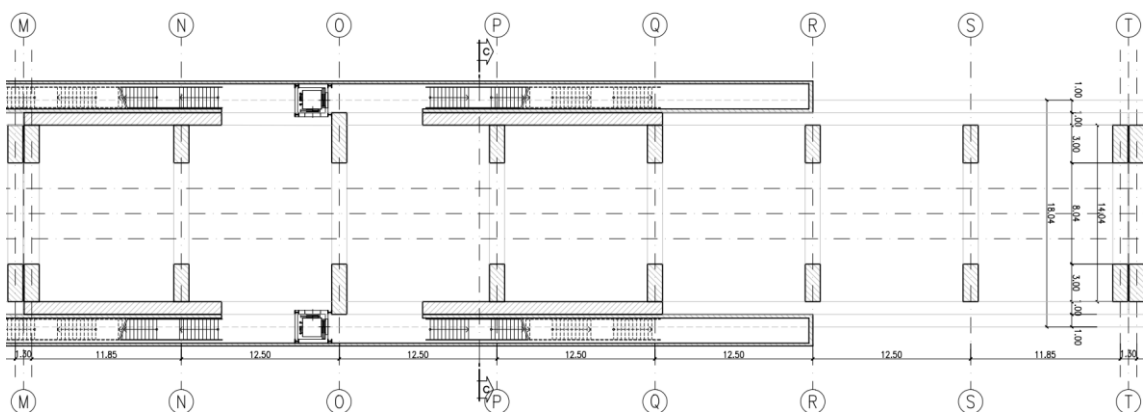


Figura 6: Modulo 3 e relativo sistema strutturale.

- *Modulo 4: la tipologia strutturale è la stessa del modulo 2;*

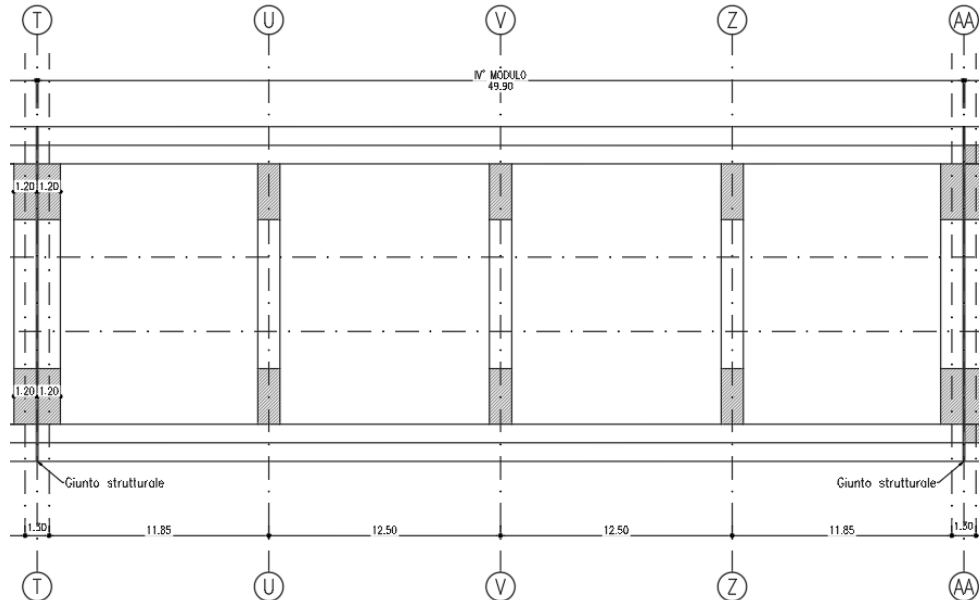


Figura 7: Modulo 4 e relativo sistema strutturale.

- *Modulo 5: la tipologia strutturale è la stessa del modulo 3.*

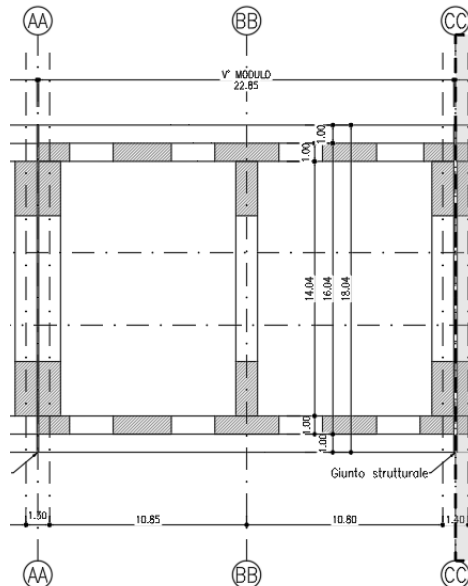


Figura 8: Modulo 5 e relativo sistema strutturale.

La sezione tipo prevede la presenza di un sistema a telaio costituito da una soletta di fondazione ancorata su pali, due pilastri (e relativa trave di accoppiamento), eventuali setti laterali ed una soletta

di copertura. Analizzandoli nel dettaglio è possibile definire le seguenti proprietà geometriche degli elementi strutturali appena citati:

- *Soletta di fondazione*: spessa 2.00m e larga 18.00m
- *Pilastri laterali*: base lungo la direzione longitudinale della stazione, dimensioni sezione pari $b=1.20m \times h=3.00m$
- *Soletta di copertura*: spessa 1.00m e larga 16.04m

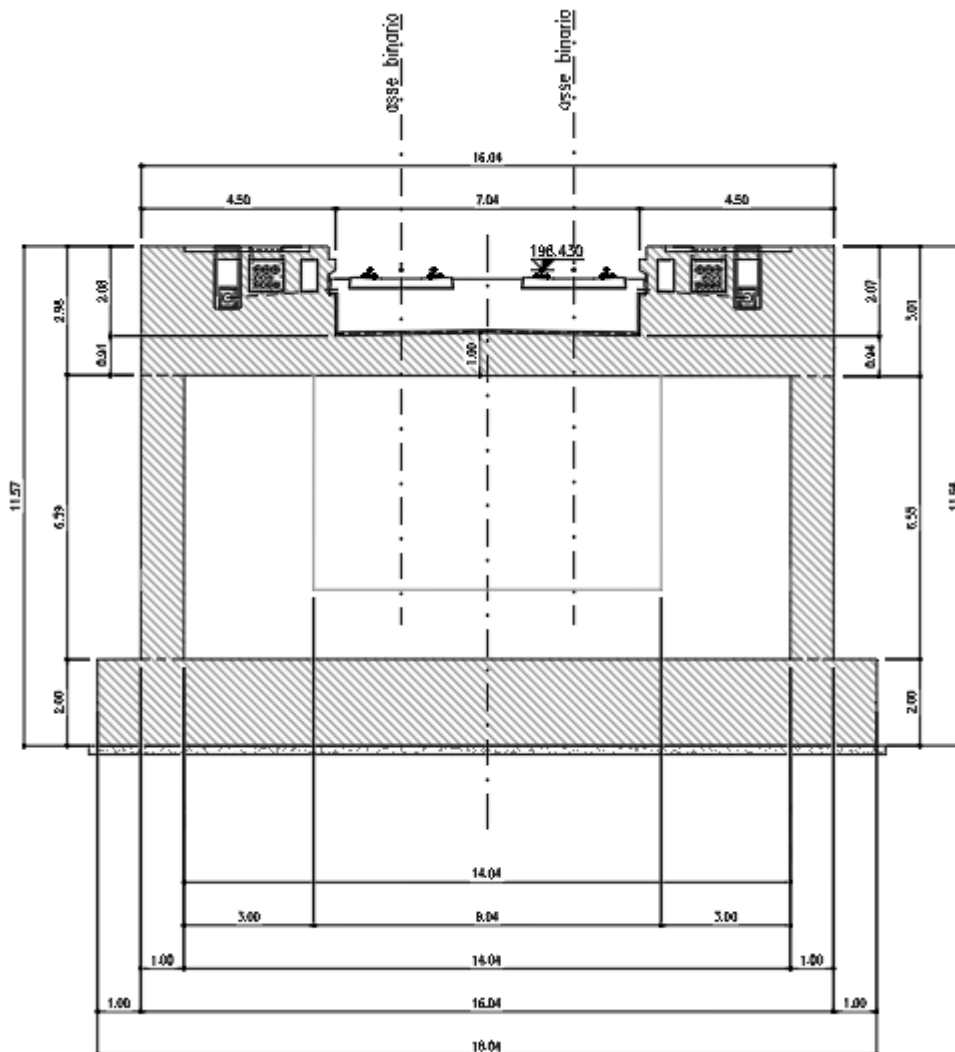


Figura 9: Sezione trasversale

Per la progettazione preliminare strutturale della stazione si è quindi operato analizzando uno dei moduli precedentemente descritti. In particolare si è fatto riferimento alla struttura del modulo 4 (Figura 7) caratterizzata dall'assenza dei setti sia longitudinali che trasversali. Tale scelta è giustificata dal fatto che a parità di carichi agenti e di sezione resistente per la soletta di copertura il sistema strutturale definito per il modulo 4 risulta essere il più vulnerabile sia in termini di design statico che sismico. L'assenza dei setti infatti minimizza i supporti per la soletta di copertura che dovranno essere garantiti dalla sola pilastra la quale dovrà farsi carico anche della resistenza nei confronti dell'azione sismica. La tipologia strutturale per questo modulo è quindi riconducibile ad un modello "shear type" a telaio nelle direzioni sia longitudinale che trasversale.

8. CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DELLE OPERE

Le verifiche sono state condotte in accordo con le prescrizioni e le indicazioni dell NTC18 e della Circolare n.617/09 calcolando le sollecitazioni interne dell'opera considerando sia gli effetti delle sollecitazioni statiche che sismiche:

Le azioni statiche considerate per le verifiche strutturali sono le seguenti:

- **Azioni permanenti strutturali (G1):** peso proprio degli elementi strutturali;
- **Azioni permanenti non strutturali (G2):** ricoprimento della soletta di copertura dovuto alla presenza di "ballast" ed azione dovuta al ritiro;
- **Azioni variabili (Q_k):** carico variabile dovuto al passaggio di uno o più convogli ferroviari sulla soletta di copertura, azione della neve, azione del vento ed azione termiche.

Tali azioni sono state computate sulla struttura eseguendo un'analisi di tipo statico lineare.

L'azione sismica è stata conteggiata in termini di azioni statiche equivalenti secondo quanto prescritto al punto 7.3 delle NTC18.

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dalle NTC18 sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite di esercizio (combinazione quasi permanente, frequente e rara) ed ultimi in condizioni statiche e di salvaguardia della vita in condizioni sismiche:

9. MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI

Il modello agli elementi finiti è stato realizzato computando il modulo 4 della stazione. La modellazione ha previsto l'utilizzo di elementi sia beam che plate mediante il software Straus7.

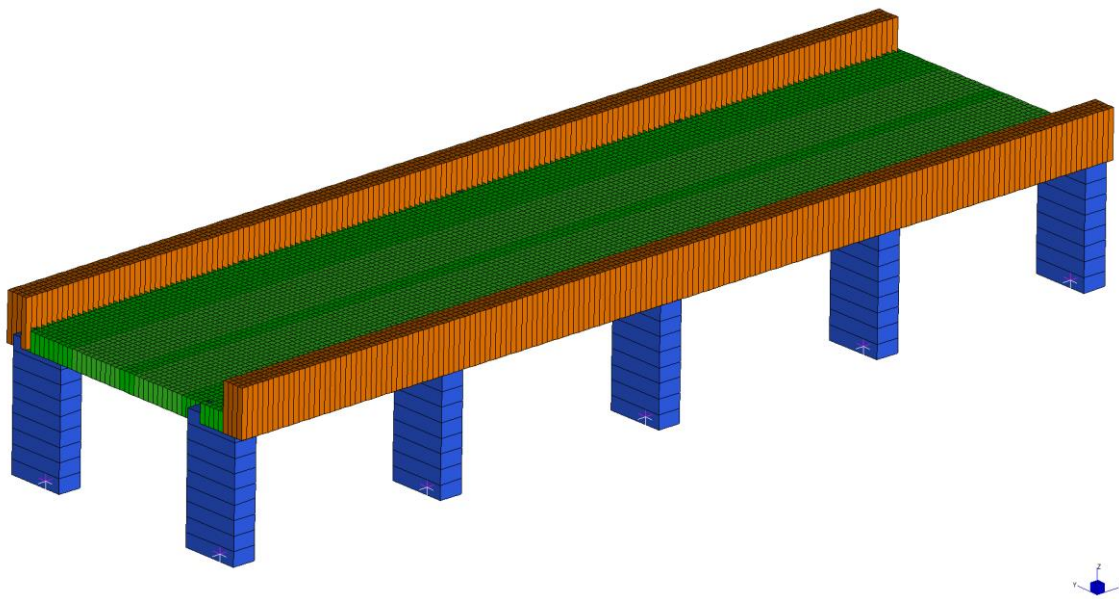


Figura 10: Modello FEM della struttura.

- *Pilastri*: modellati utilizzando elementi di tipo beam, di altezza 7.1 m e considerati come incastrati sia alla base che con in testa con la soletta.

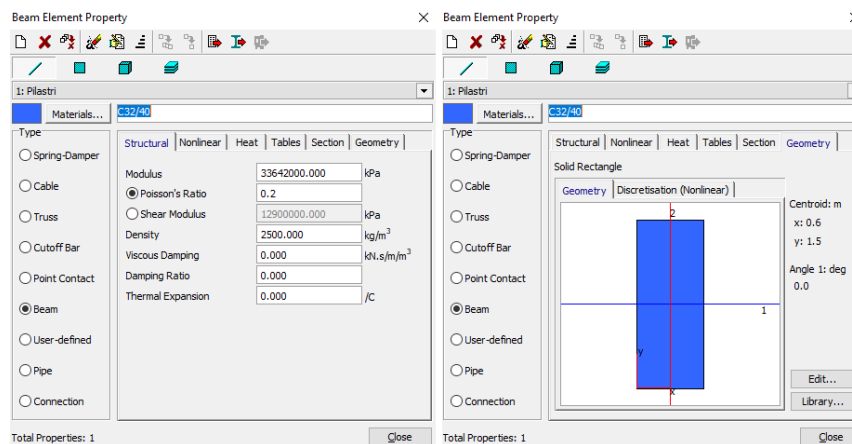


Figura 11: Proprietà geometriche e meccaniche della sezione dei pilastri.

- *Soletta di copertura*: modellata utilizzando elementi di tipo plate differenziando gli spessori come schematizzato nella scelta della sua sezione resistente in modo da cogliere l'effettiva rigidità dell'impalcato.

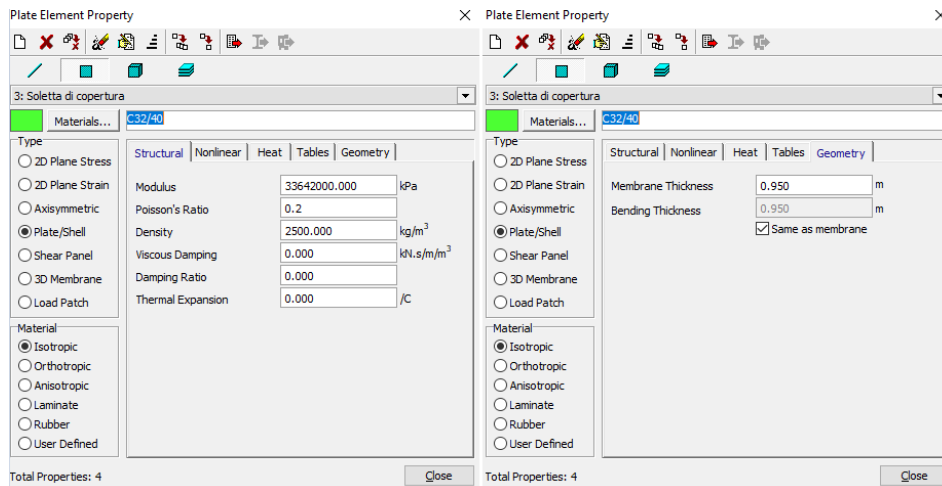


Figura 12: Proprietà geometriche e meccaniche della sezione della soletta di copertura.

- *Nervature della soletta di copertura*: poiché nella soletta di copertura sono presenti delle nervature longitudinali sono state implementate nel modello agli elementi finiti computando il corretto valore di spessore in modo da cogliere il corretto valore di rigidità della struttura e di conseguenza la corretta redistribuzione interna delle sollecitazioni.

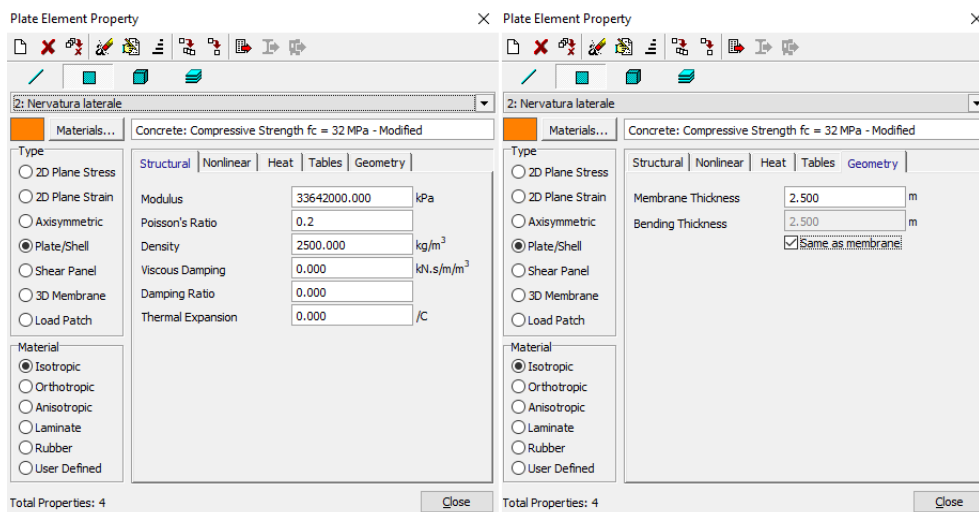


Figura 13: Proprietà geometriche e meccaniche della sezione della soletta di copertura.

10. ANALISI DEI CARICHI

Le azioni considerate per la verifica degli elementi strutturali della stazione sono di seguito riassunti:

- Carichi permanenti strutturali (G1): peso proprio degli elementi strutturali;
- Carichi permanenti porati (G2): riempimento “ballast” gravante sulla soletta di copertura ed azione dovuta al ritiro;
- Carichi variabili (Qk): carico variabile dovuto al passaggio di uno o più convogli ferroviari sulla soletta di copertura, azione della neve, azione del vento ed azione termiche;
- Azioni sismiche (E): Accelerazione orizzontale dovuta al sisma.

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dalle NTC18, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite di esercizio (SLE quasi permanente, frequente e rara), stati limite ultimi in condizioni statiche (SLU) e stato limite di salvaguardia della vita in condizioni sismiche (SLV).

10.1 G1: peso proprio della struttura

Il peso proprio dei differenti elementi strutturali viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzando un peso per unità di volume del cls pari a 25.0 kN/m^3 .

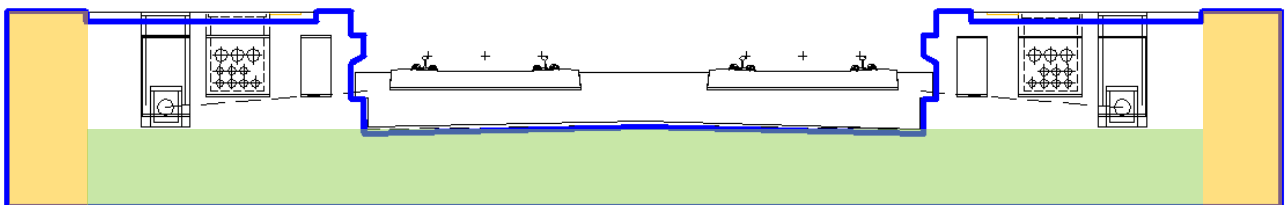


Figura 14: Sezione resistente della soletta di copertura.

Il peso proprio della porzione non resistente della soletta di copertura è stato invece considerato applicando una pressione uniforme distribuita lungo l'impalcato di entità pari al prodotto tra il peso specifico del calcestruzzo (25 kN/m^3) e lo spessore di tale porzione (1.48 m). La pressione così ottenuta è equivalente a 37 kPa.

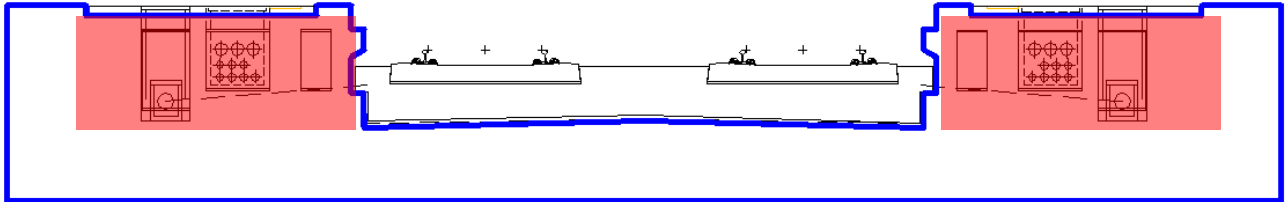


Figura 15: Sezione non resistente della soletta di copertura.

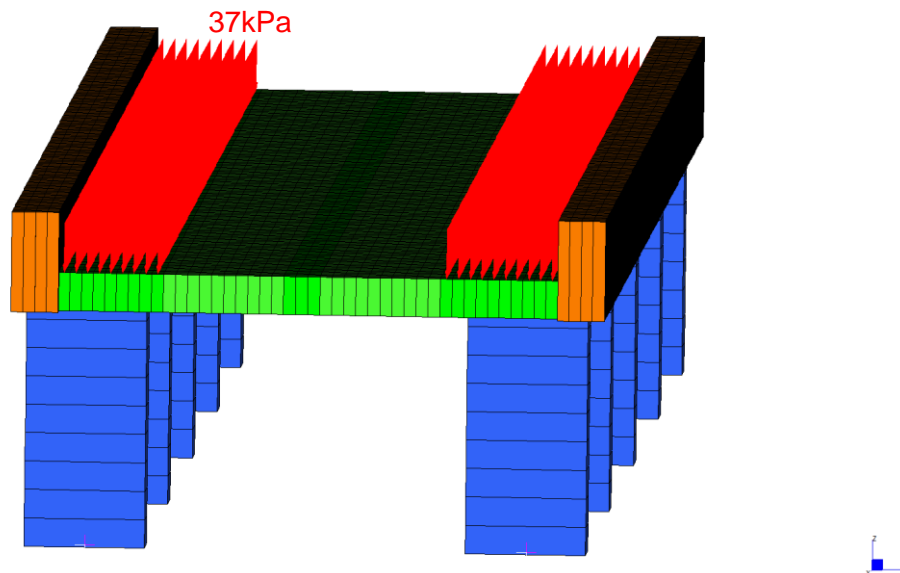


Figura 16: Applicazione del peso proprio relativo alla porzione non resistente della soletta di copertura.

10.2 G2: permanenti portati

Sul solettone di copertura è stato considerato uno spessore di ballast pari ad un metro con peso per unità di volume di $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. La relativa pressione è quindi pari a 18 kPa.

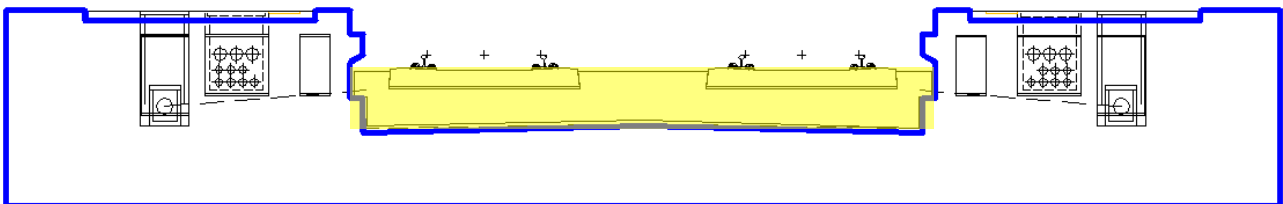


Figura 17: Sezione relativa al ricoprimento ballast.

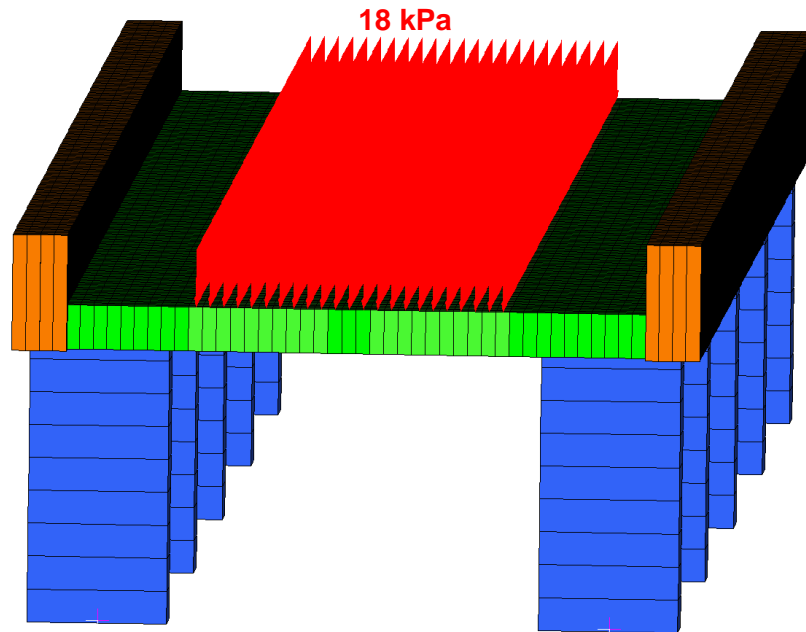


Figura 18: Applicazione del peso permanente portato relativo al ballast.

G2: Ritiro

Le deformazioni da ritiro sono state calcolate in accordo con le normative vigenti (EN1992-1-1) e ricondotte ad un'azione termica uniforme equivalente.

Gli effetti indotti dal ritiro sono stati considerati applicando un carico termico equivalente ai nodi del modello FEM della soletta di copertura ($\Delta T_{eq} = - 11.33^{\circ}\text{C}$) calcolato per entrambe le direzioni (trasversale e longitudinale) su una sezione di un metro di larghezza e considerando come perimetri a contatto con l'atmosfera l'intradoso e l'estradosso della soletta.

FV01 - RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 11	CL	FV0100001A	0	27 di 93

CONCRETE

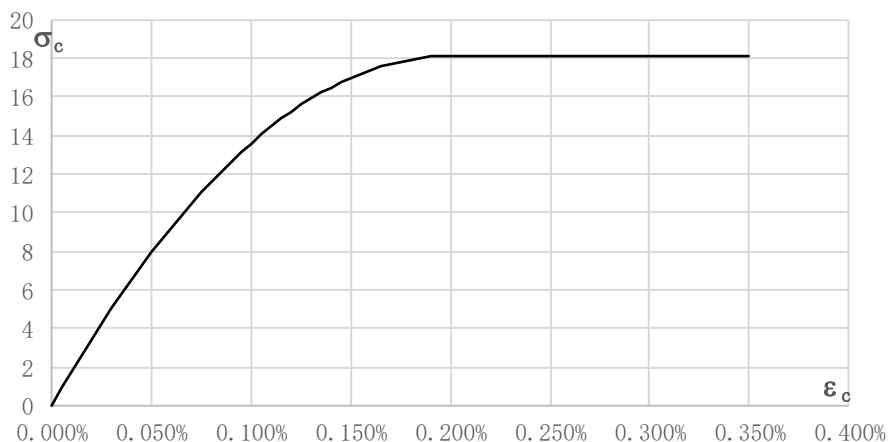
Type		C32/40
f_{ck}	Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	32.00 N/mm ²
f_{ctm}	Mean value of axial tensile strength of concrete	3.02 N/mm ²
$f_{ctk, 5\%}$	Characteristic 5% value of axial tensile strength of concrete	2.12 N/mm ²
$f_{ctk, 95\%}$	Characteristic 95% value of axial tensile strength of concrete	3.93 N/mm ²
f_{cfm}	Mean value of flexural tensile strength of concrete	3.63 N/mm ²
E_{cm}	Secant modulus of elasticity of concrete	33642 N/mm ²

Material properties [EN1992-1-1]

Concrete

f_{ck}	Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	32.00 N/mm ²
α_{cc}	Coefficient taking into account long term effect on compression f_{cd}	0.85
α_{ct}	Coefficient taking into account long term effect on tensile f_{ctd}	0.85
$\gamma_{c, ULS}$	Partial safety factor for concrete for ultimate design	1.50
f_{cd}	Value of design compressive strength	18.13 N/mm ²
E_{cm}	Secant modulus of elasticity of concrete	33642 N/mm ²
f_{ctm}	Mean value of axial tensile strength of concrete	3.02 N/mm ²
$f_{ctk, 5\%}$	Characteristic 5% value of axial tensile strength of concrete	2.12 N/mm ²
$f_{ctk, 95\%}$	Characteristic 95% value of axial tensile strength of concrete	3.93 N/mm ²
f_{cfm}	Mean value of flexural tensile strength of concrete	3.63 N/mm ²
f_{ctd}	Value of design tensile strength	1.20 N/mm ²
ϵ_{c2}	Strain at reaching the maximum strength	0.20%
ϵ_{cu2}	Ultimate strength	0.35%
n	Exponent according to table 3.1 EN 1992-1-1	2.0

Parabola-rectangle diagram for concrete under compression
(§ 3.1.7 EN 1992-1-1)



FV01 - RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 11	CL	FV0100001A	0	28 di 93

Creep & Shrinkage calculation [EN1992-1-1 § 3.1.4]

RH	Relative humidity	75	%
A_c	Cross-sectional area	1000000	mm ²
u	Perimeter of member in contact with the atmosphere	2000	mm
h_0	Notional size of the member	1000	mm
t	Age of concrete in days at the moment considered	27375	
t_0	Age of concrete at loadings in days	28	

Evaluation of creep coefficient [Appendix B EN 1992-1-1:2004]

α_1	Coefficients to consider the influence of concrete strength	0.911
α_2	Coefficients to consider the influence of concrete strength	0.974
α_3	Coefficients to consider the influence of concrete strength	0.935
φ_{RH}	Factor to allow for the effect of RH on notional creep coefficient	1.195
$\beta(f_{cm})$	Factor to allow for the effect of f_{ck} on notional creep coefficient	2.656
$\beta(t_0)$	Factor to allow for the effect of t_0 on notional creep coefficient	0.488
β_H	Coefficient depending on the RH and h_0	1403.122
$\beta_c(t, t_0)$	Coefficient to describe the development of creep with time	0.985
φ_0	Notional creep coefficient	1.551
$\varphi(t, t_0)$	Creep coefficient	1.528

Evaluation of shrinkage strain [Paragraph 3.1.4. EN 1992-1-1:2004]

f_{ck}	Characteristic compressive strength at 28 days	32.00	N/mm ²
f_{cm}	Mean compressive strength	40.00	N/mm ²
f_{cm0}	Reference concrete strength	10.00	N/mm ²
	Type of cement	CEM 52.5 R	Class R
α_{ds1}	Coefficient depending to the type of cement	6.000	
α_{ds2}	Coefficient depending to the type of cement	0.110	
β_{RH}	Coefficient for RH	0.896	
$\epsilon_{cd,0}$	Basic drying shrinkage strain	0.04317%	
$\beta_{ds}(t, t_s)$	Drying shrinkage strain - time effect	0.956	
k_h	Coefficient depending on notional size	0.700	
ϵ_{cd}	Drying shrinkage strain	0.02888%	
$\epsilon_{ca}(\infty)$	Autogenous shrinkage strain at infinity	0.00550%	
$\beta_{as}(t)$	Autogenous shrinkage strain - time effect	1.000	
$\epsilon_{ca}(t)$	Autogenous shrinkage strain	0.00550%	
ϵ_{cs}	Total shrinkage strain	0.03438%	

Calculation of equivalent temperature $\Delta t_{eq,\infty}$

α_t	Linear coefficient of concrete's thermal expansion	1.20E-05	1/° C
$\Delta t_{eq,\infty}$	Equivalent temperature variation $\Delta t_{eq,\infty} = \epsilon_{cs}/[\alpha_t(1+\varphi)]$	11.33	° C

10.3 Q1: Sovraccarico sulla soletta stazione

Considerata la destinazione d'uso della struttura, tra i carichi variabili vengono considerati i carichi ferroviari in corrispondenza dei binari (treno LM71) e i carichi da folla sulla zone ad essi adiacenti assunti come rientranti in categoria d'uso della costruzione Cat. C3 (Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad altri di stazioni ferroviarie).

Per il carico ferroviario si considera il modello di carico LM71

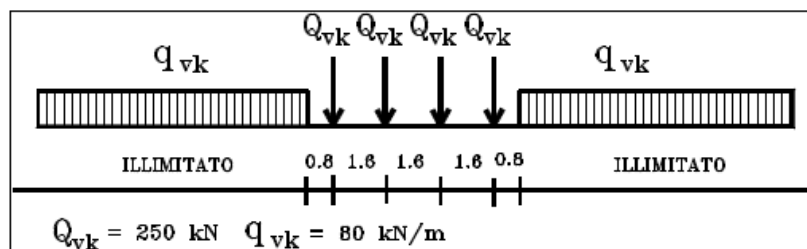


Figura 19: Modello di carico LM71 (Load model 71 al punto 6.2.3 della norma EN 1991-2:2003).

α = coefficiente di adattamento = 1.10

Per il calcolo del coefficiente dinamico si fa riferimento al par. 2.5.1.4.2.5.2 del "Manuale di Progettazione delle Opere Civili" considerando un normale standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,20} + 0,73$$

Dove L_ϕ è la lunghezza "caratteristica" in metri, così come definita in Tab. 2.5.1.4.2.5.3-1. In particolare si considera il caso 5.3 : "Portali a luci multiple":

$$L_\phi = k L_m = 1.4 * 12.18 = 17.05 \text{ m}$$

Dove:

- $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n) = 12.18 \text{ m}$ con $n = 4$
- $K = 1.4$ (caso $n = 4$)

Pertanto: $\Phi_3 = 1.28$

Il sovraccarico ferroviario si distribuisce attraverso il ballast con pendenza 1/4, (pari all'angolo di attrito del ricoprimento) e con pendenza a 45° all'interno del cls per cui la lunghezza di diffusione del carico in senso trasversale all'asse del binario risulta pari a : $L_{trasv} = 3.8$ m.

Diffusione Trasv		
L traversa	2.40	m
Hballast	0.80	m
Ldiff,ballast	2.8	m
Hsoletta	0.50	m
L_{trasv}	3.80	m

In senso longitudinale si è assunto che il carico si distribuisce sull'interno ingombro dei suoi assi, attraverso il ballast con pendenza 1/4, (pari all'angolo di attrito del ricoprimento) e con pendenza a 45° all'interno del cls per cui la lunghezza di diffusione del carico in senso trasversale all'asse del binario risulta pari a : $L_{long} = 7.8$ m.

Diffusione Long		
L LM71	6.40	m
Hballast	0.80	m
Ldiff,ballast	6.8	m
Hsoletta/2	0.50	m
Ldiff,soletta	7.80	m

Pertanto il carico ripartito dovuto al singolo treno LM71 risulta:

$$Q_k = 4 \cdot 250 \cdot 1.1 \cdot \Phi_3 / (L_{\text{trasv}} \cdot L_{\text{long}}) = 47.5 \text{ kPa}$$

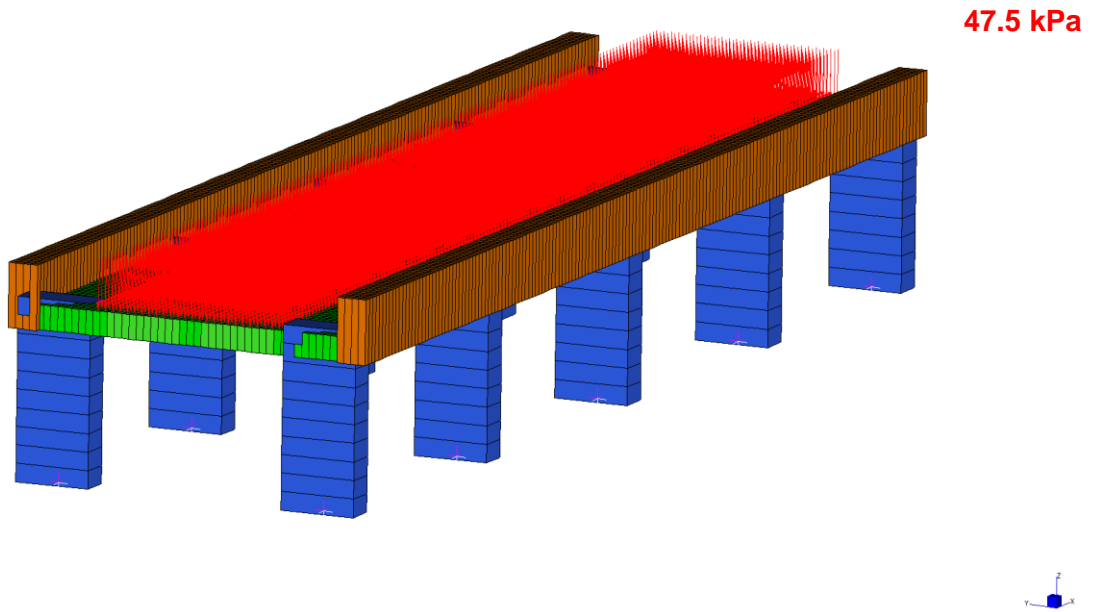


Figura 20: Applicazione del carico ferroviario sulla soletta di copertura della stazione.

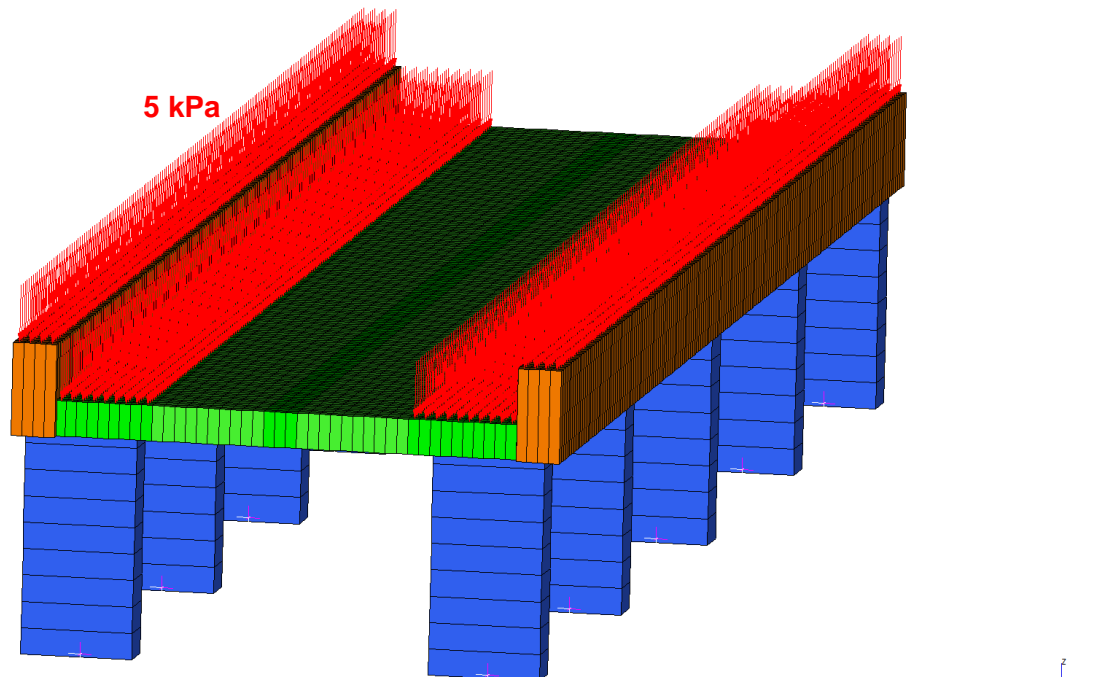


Figura 21: Carico dovuto al sovrappiombamento della stazione (Cat. C3 Tab.31.II NTC18).

10.4 Q2: Carico da neve

L'azione dovuta alla neve può ritenersi trascurabile e comunque non contemporanea ai carichi variabili ferroviari.

10.5 Q3: Azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio esercitando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti, costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono le costruzioni stesse.

La pressione del vento è data dall'espressione:

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

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e è il coefficiente di esposizione;
- c_p è il coefficiente di pressione;
- c_d è il coefficiente dinamico ($c_d=1$)

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove:

- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³;
- v_r è la velocità di riferimento del vento $v_r = v_b \cdot C_r$;

con:

- v_b = la velocità di base di riferimento (valore medio della velocità del vento su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito a un periodo di ritorno di $TR = 50$ anni);
- c_r = coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno TR ($TR = 50$ anni, $c_r = 1$, $v_r = v_b$)

Velocità base di riferimento

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a$$

dove:

- $v_{b,0}$ è la velocità di riferimento al livello del mare;
- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$C_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$C_a = 1 + k_s \cdot (a_s / a_0) \quad \text{per } a_0 \leq a_s \leq 1500 \text{ m}$$

ed essendo il comune di Genga ad una quota $a_s \approx 320$ m s.l.m. $\rightarrow c_a = 1$.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Ne consegue che i valori di velocità di base di riferimento e pressione cinetica di riferimento sono pari a:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a = 27 \cdot 1 = 27 \text{ m/s} \rightarrow q_r = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 27^2 = 456 \text{ N/m}^2$$

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

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

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

Dove:

- k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione
- c_t è il coefficiente di topografia = 1

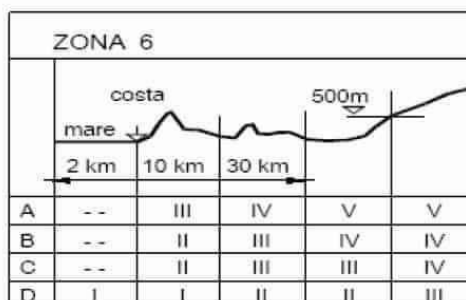
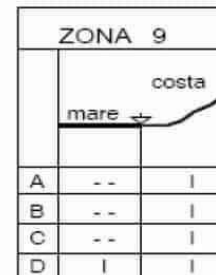
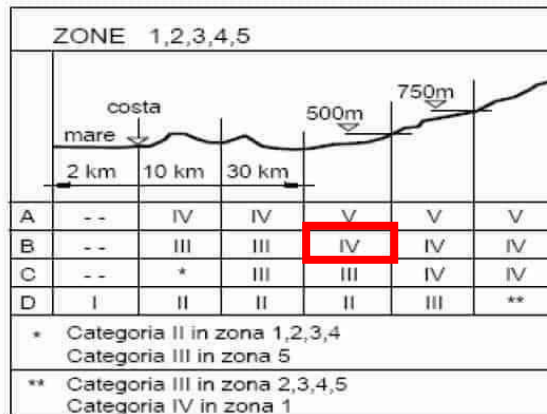


GENGA

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

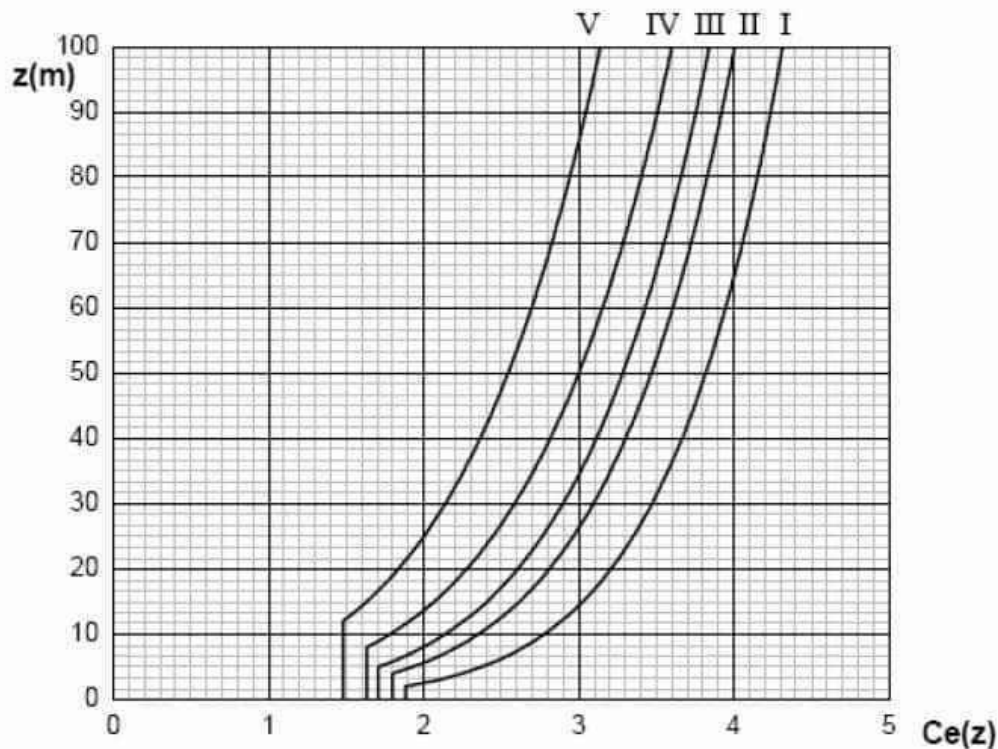


Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

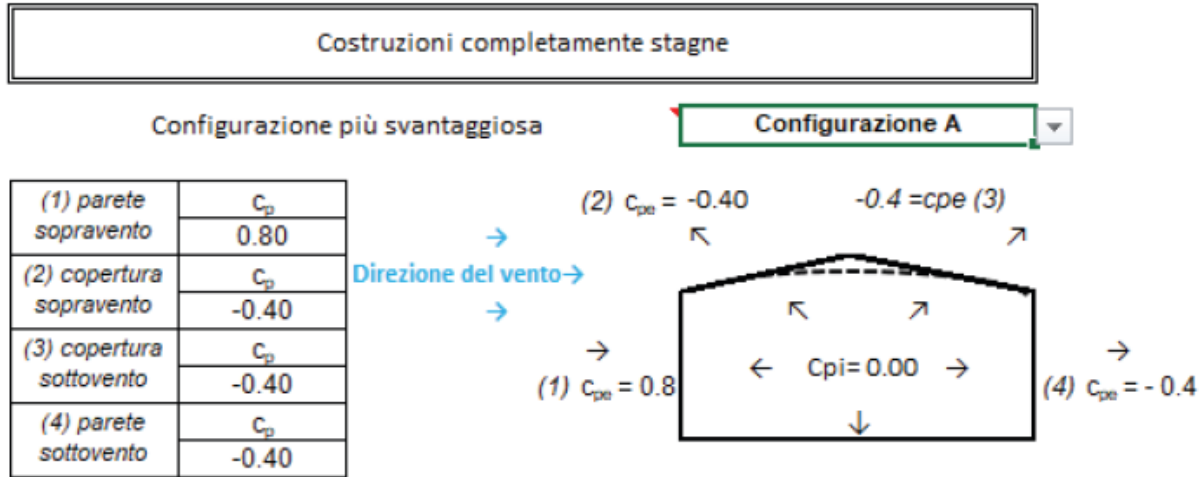
Ne consegue che, avendo la struttura un'altezza superiore a z_{min} , il coefficiente di esposizione sarà:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 0.22^2 \cdot 1 \cdot \ln(10/0.3) \cdot [7 + 1 \cdot \ln(10/0.3)] = 1.78$$



Coefficiente di pressione (o aerodinamico)

Il coefficiente di pressione dipende dalla tipologia della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Si assume la struttura stagna e quindi i coefficienti di pressione saranno pari a 0.80 per le pareti sopravvento e 0.40 per quelle sottovento.



Le pressioni indotte dal vento saranno quindi calcolate come segue:

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$$

In considerazione di coefficienti calcolati precedentemente ed in funzione della ripartizione dovuta al rivestimento laterale della struttura le forze indotte dal vento sono di seguito riportate (a favore di sicurezza applicate in sommità alle colonne come forze concentrate):

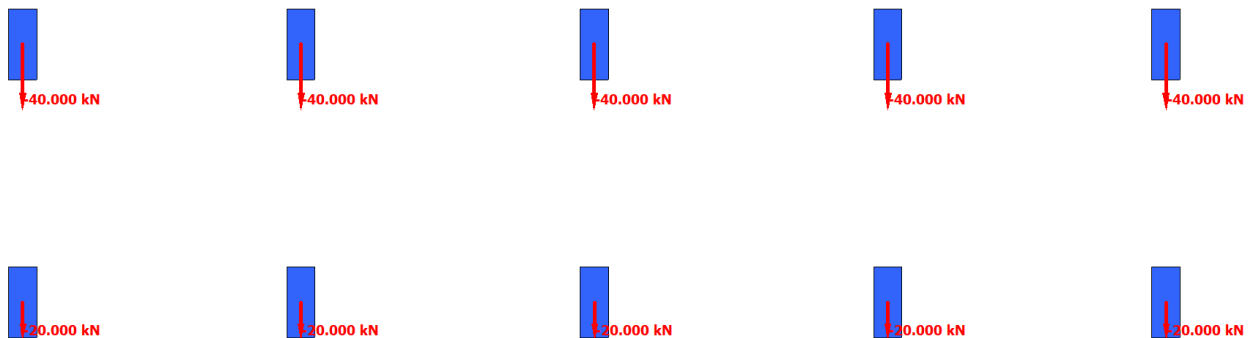


Figura 22: Applicazione del carico da vento.



10.6 Q4: Azioni termiche

Conformemente alle indicazioni della Tab. 3.5.II delle NTC18, per le strutture in C.A. si applicano le seguenti variazioni di temperatura uniforme assumendo che la struttura in c.a. risulti essere protetta nella sua configurazione finale:

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15\text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10\text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25\text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15\text{ }^\circ\text{C}$

$$\Delta T_u = \pm 10^\circ\text{C}$$

In aggiunta alla componente uniforme si considera una variazione termica differenziale di $\pm 5^\circ\text{C}$

$$\Delta T_u = \pm 5^\circ\text{C}$$

10.7 E: Azioni sismiche

L'accelerazione massima di progetto è stata calcolata in conformità alla normativa vigente NTC18.

L'accelerazione di progetto allo SLV è stata calcolata utilizzando i seguenti parametri:

- Vita nominale V_N : 75 anni
- Classe d'uso: III
- Coefficiente d'uso: 1.5
- Periodo di riferimento V_R : 112.5 anni
- Fattore di struttura:
 - $q = 1.50$ per il dimensionamento delle strutture
 - $q = 1.00$ per il calcolo degli scarichi in fondazione

Il comune cui fare riferimento per il calcolo dell'azione sismica è quello di Genga (AN) :

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE
12.9359

REGIONE
Marche

LATTITUDINE
43.4306

PROVINCIA
Ancona

COMUNE
Genga

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione
media ponderat

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

Mentre i parametri per lo spettro elastico di risposta sono i seguenti:

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato **SLV** info

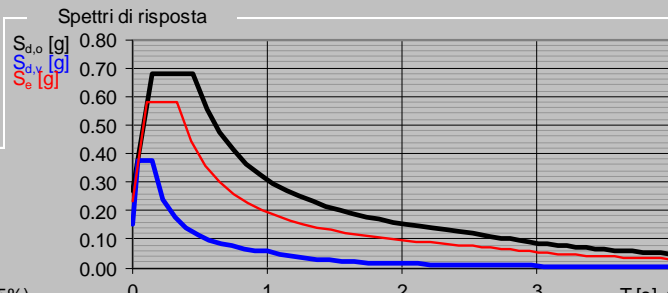
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **B** info $S_s = 1.168$ $C_c = 1.369$ info
 Categoria topografica **T1** info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1** $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

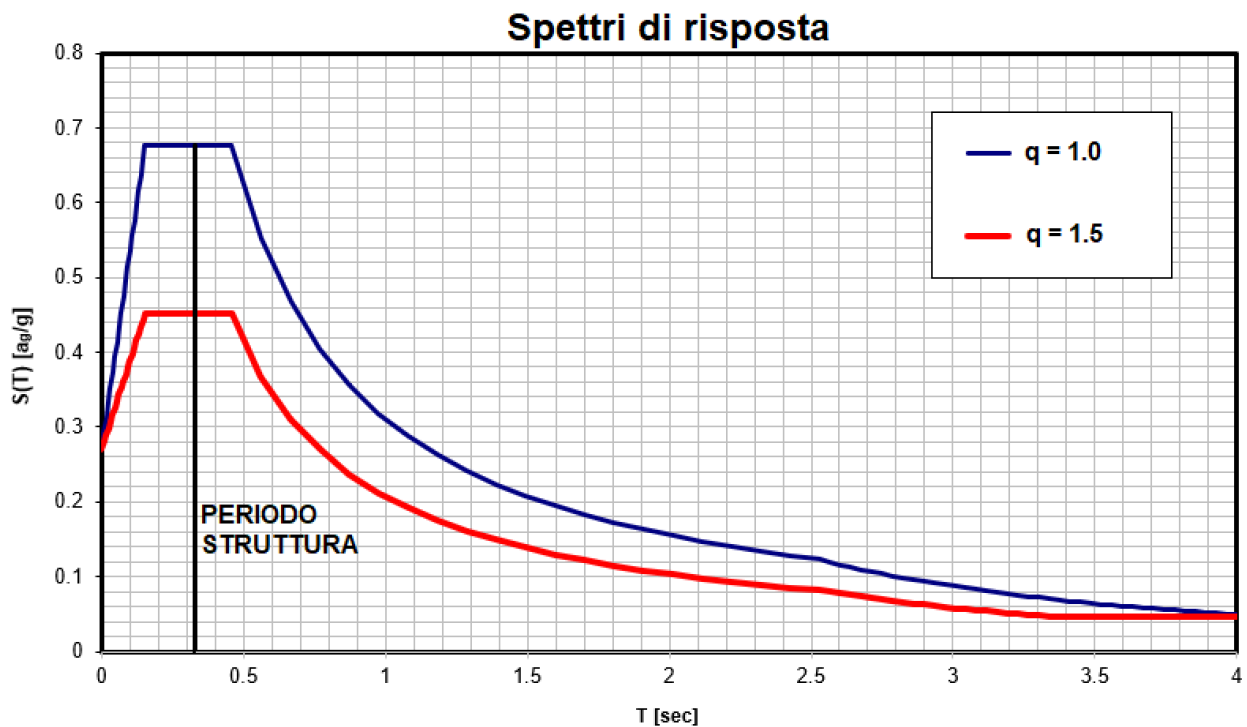


— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0.081	2.470	0.294
SLD	113	0.100	2.462	0.309
SLV	1068	0.232	2.498	0.335
SLC	2193	0.296	2.527	0.343

Gli spettri ottenuti per il design della struttura sono quindi i seguenti (elastico con $q=1.0$ indicato dalla linea blu e rosso con $q=1.5$ ovvero inelastico):



Poichè per l'analisi delle sollecitazioni interne indotte dal sisma si è deciso di attuare un'analisi statica equivalente si è proceduto al calcolo delle masse sismiche combinate in condizione sismica secondo la seguente formulazione (NTC18 §2.5.3 eq.2.5.7):

$$E=G1+G2+0.2Q2$$

Ed è stato quindi possibile calcolare le forza statica equivalente agente nel baricentro delle masse della struttura (coincidente per questa struttura con il baricentro delle rigidzze):

- Forza statica equivalente per il dimensionamento della struttura ($q = 1.50$):

$$F_h=21967 \text{ kN}$$

- Forza statica equivalente per il calcolo degli scarichi in fondazione ($q = 1.00$):

$$F_h=32951 \text{ kN}$$

La forza statica equivalente è stata poi applicata considerando un'eccentricità rispetto al centro di massa della struttura pari al 5% delle dimensioni trasversali e longitudinali contemplando che il sisma possa agire nelle due direzioni secondo le seguenti proporzioni:

Sisma X: $F_{hx}=F_h$, $F_{hy}=0.3F_h$

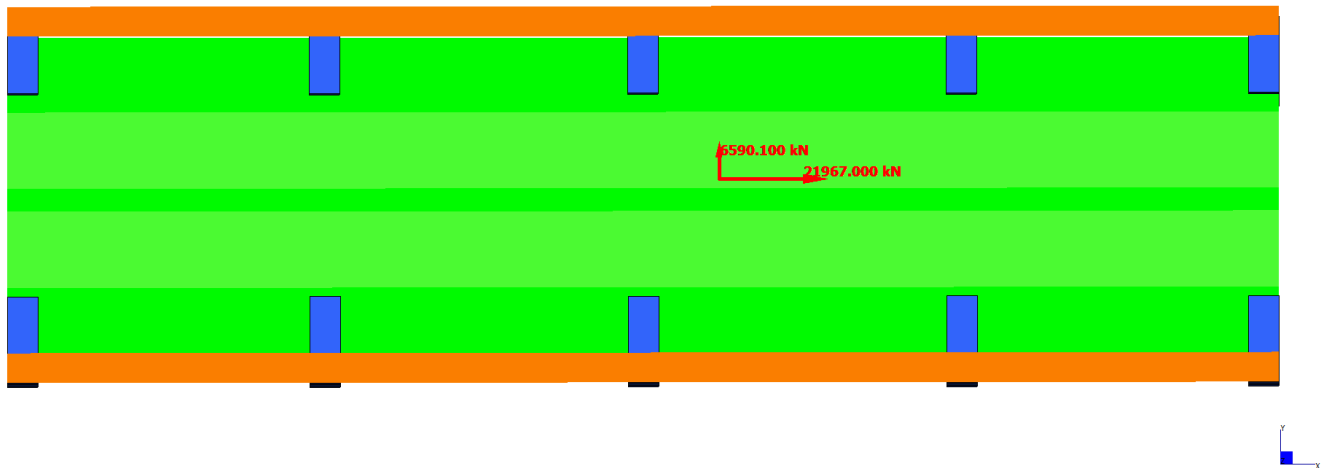


Figura 23: Applicazione della forza sismica (sisma x, caso con $q=1.5$)

Sisma Y: $F_{hx}=0.3F_h$, $F_{hy}=F_h$

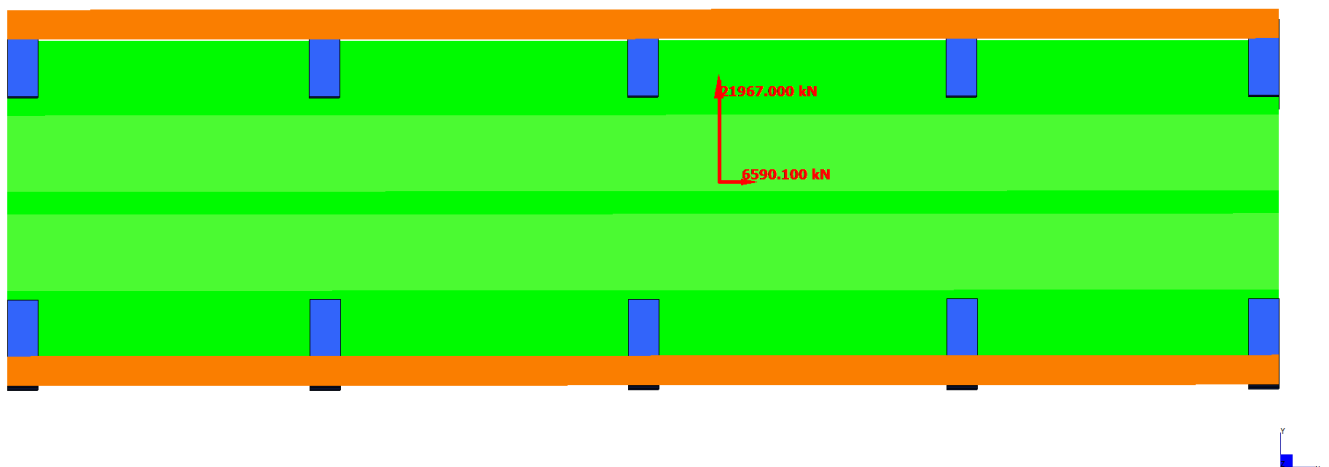


Figura 24: Applicazione della forza sismica (sisma y, caso con $q=1.5$)

11. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate ai fini del predimensionamento strutturale hanno contemplato lo studio delle seguenti condizioni:

Combo 1: stati limite ultimi in condizioni statiche (SLU)

Combo 2: stati limite di esercizio in condizioni statiche (SLE)

Combo 3: stati limite di salvaguardia della vita (SLV-sisma agente in direzione X)

Combo 4: stati limite di salvaguardia della vita (SLV-sisma agente in direzione Y)

Tali combinazioni sono state selezionate tra le varie casistiche di carico in quanto agli SLU massimizzano le sollecitazioni flessionali e taglianti sulla soletta di copertura (LM71 carico dimensionante) mentre agli SLV sono quelle che massimizzano le azioni di taglio e momento flettente sui pilastri (sisma carico dimensionante).

CASES	1	2	3	4
	SLU [statica]	SLE [statica]	SLV [sisma X]	SLV [sisma Y]
1: G1: Peso proprio [Freedom Case 1]	1.350	1.000	1.000	1.000
2: G2: Ballast [Freedom Case 1]	1.500	1.000	1.000	1.000
3: Q1: LM71 [Freedom Case 1]	1.450	1.000	0.200	0.200
4: Q1: Affollamento cat C3 [Freedom Case 1]	1.050	0.700	0.200	0.200
5: E: Sisma X [Freedom Case 1]	0.000	0.000	1.000	0.000
6: E: Sisma Y [Freedom Case 1]	0.000	0.000	0.000	1.000
7: Q2: Neve [Freedom Case 1]	0.000	0.000	0.000	0.000
8: Q3: Vento [Freedom Case 1]	0.900	0.600	0.000	0.000
9: Q4: Temperatura [Freedom Case 1]	0.900	0.600	0.500	0.500
10: G2: Ritiro [Freedom Case 1]	1.200	1.000	1.000	1.000

Figura 25: Combinazioni di carico in accordo con le NTC18 (Stati limite ultimi, di esercizio e di salvaguardia della vita).

12. RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE

Le verifiche sono state condotte sia per gli elementi beam che per gli elementi plate. Per gli elementi beam (pilastri della struttura) verranno riportati i diagrammi delle sollecitazioni interne in termini di azione normale, taglio in direzione X, taglio in direzione Y, momento attorno all'asse X e momento attorno all'asse Y. Per gli elementi plate (soletta di copertura) invece saranno mostrate le mappature di momento e taglio.

12.1 Pilastri

12.1.1 Azioni interne agli SLU

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-12903	-3598

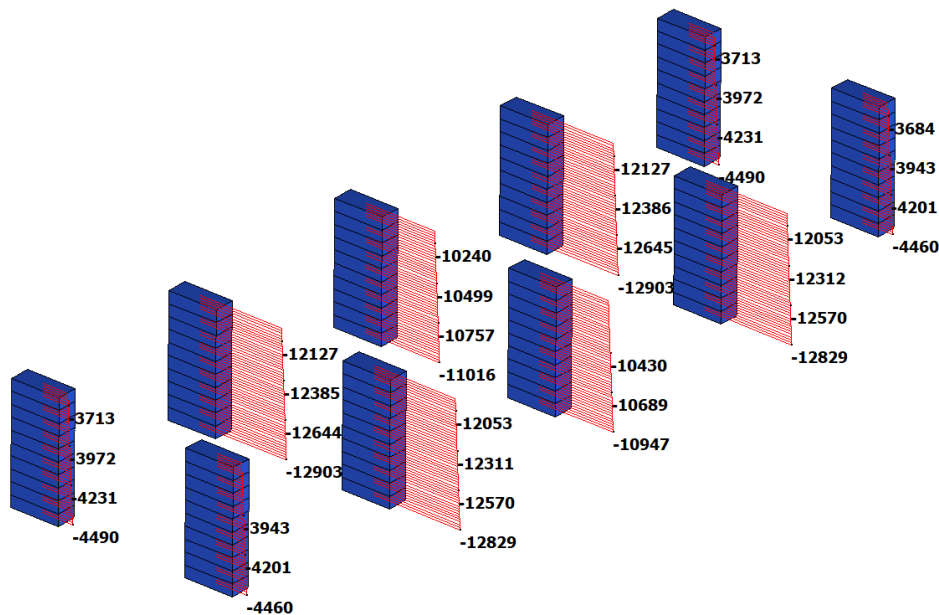


Figura 26: Azione assiale (negativa se compressione) nei pilastri agli SLU.

FV01 - RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 11	CL	FV0100001A	0	45 di 93

	MIN	MAX
SF1(kN)	-1468	1468

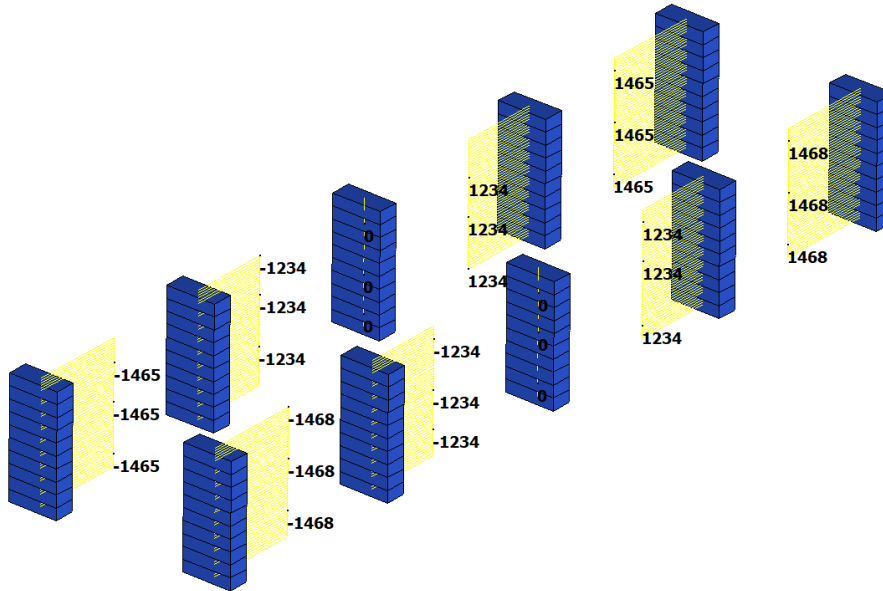


Figura 27: Taglio in direzione x nei pilastri agli SLU.

	MIN	MAX
SF2(kN)	-1741	1705

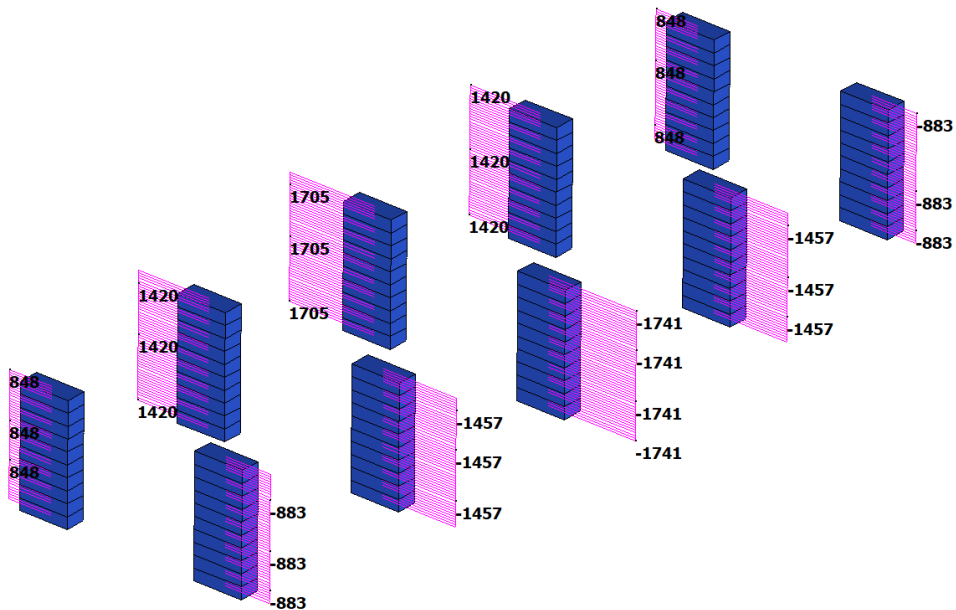


Figura 28: Taglio in direzione y nei pilastri agli SLU.

FV01 - RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 11	CL	FV0100001A	0	46 di 93

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-6268	6268

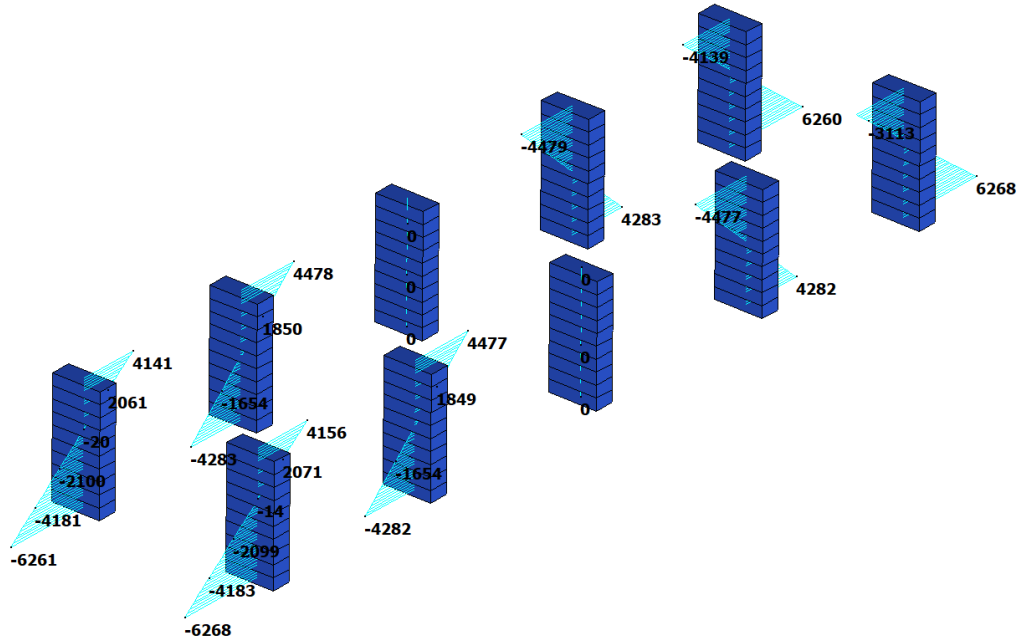


Figura 29: Momento attorno all'asse y nei pilastri agli SLU.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-13468	13512

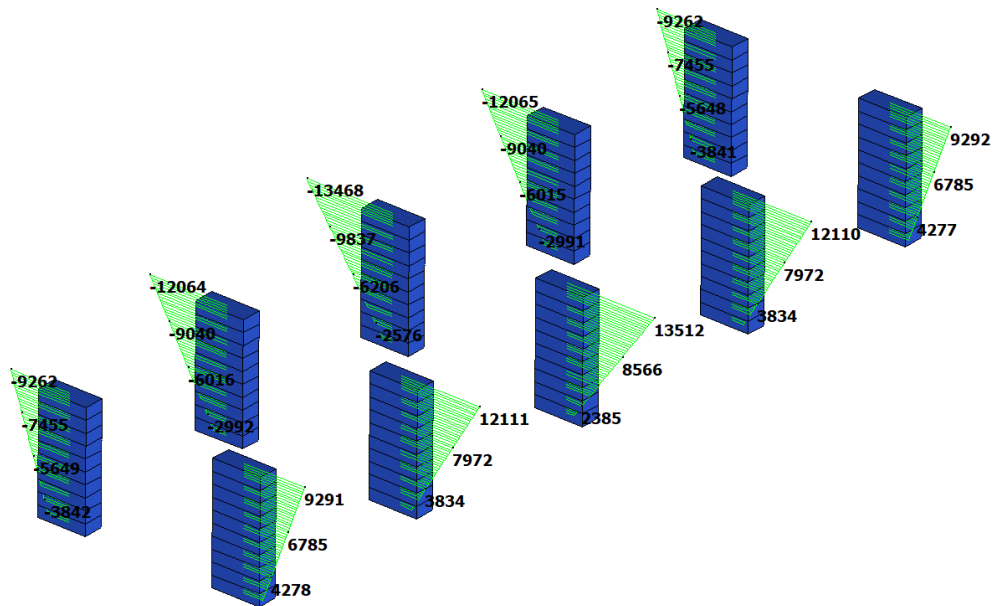


Figura 30: Momento attorno all'asse x nei pilastri agli SLU.

FV01 - RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 11	CL	FV0100001A	0	47 di 93

12.1.2 Azioni interne agli SLE

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-9802	-1995

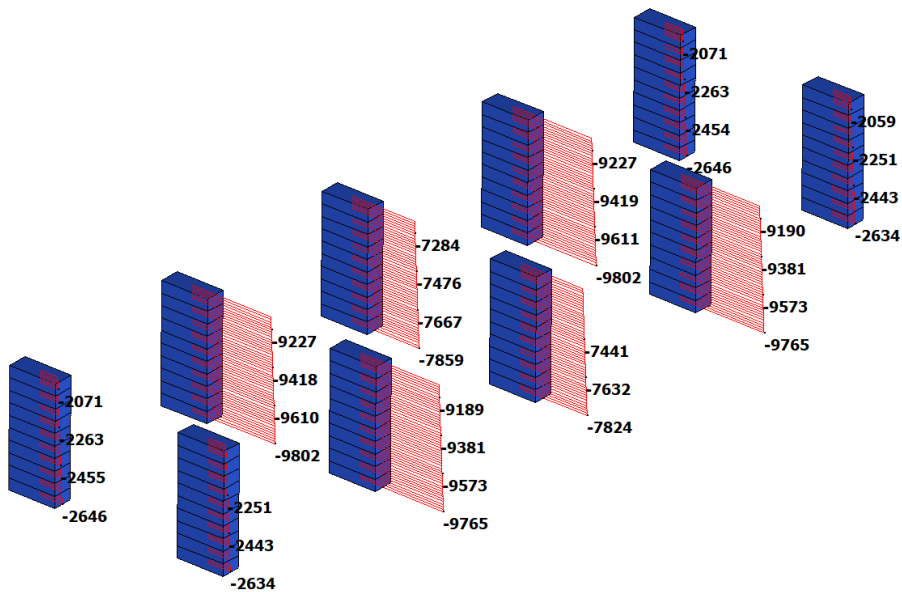


Figura 31: Azione assiale (negativa se compressione) nei pilastri agli SLE.

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-8553	8553

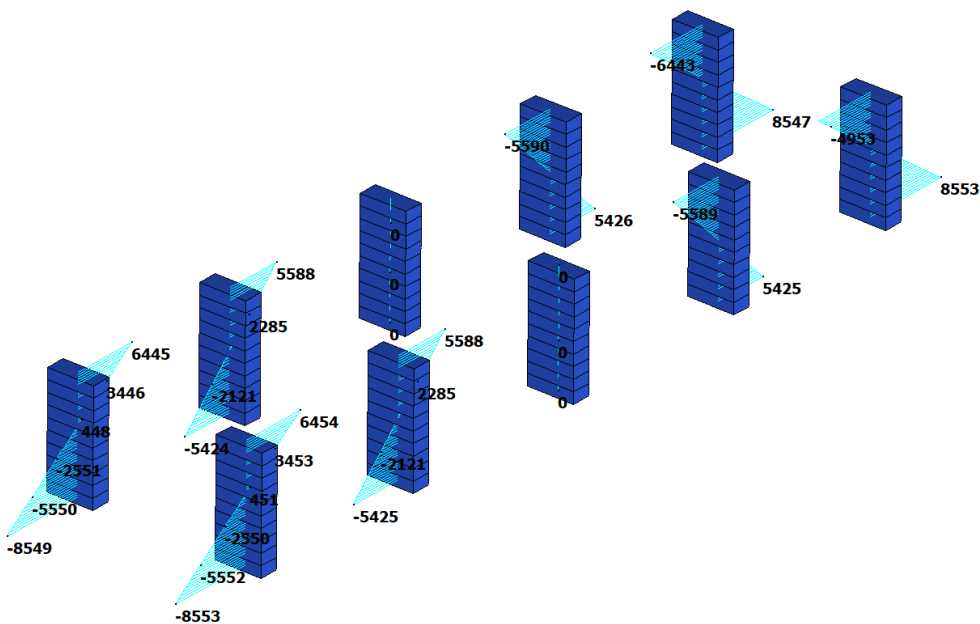


Figura 32: Momento attorno all'asse y nei pilastri agli SLE.

FV01 - RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 11	CL	FV0100001A	0	48 di 93

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-9037	9150

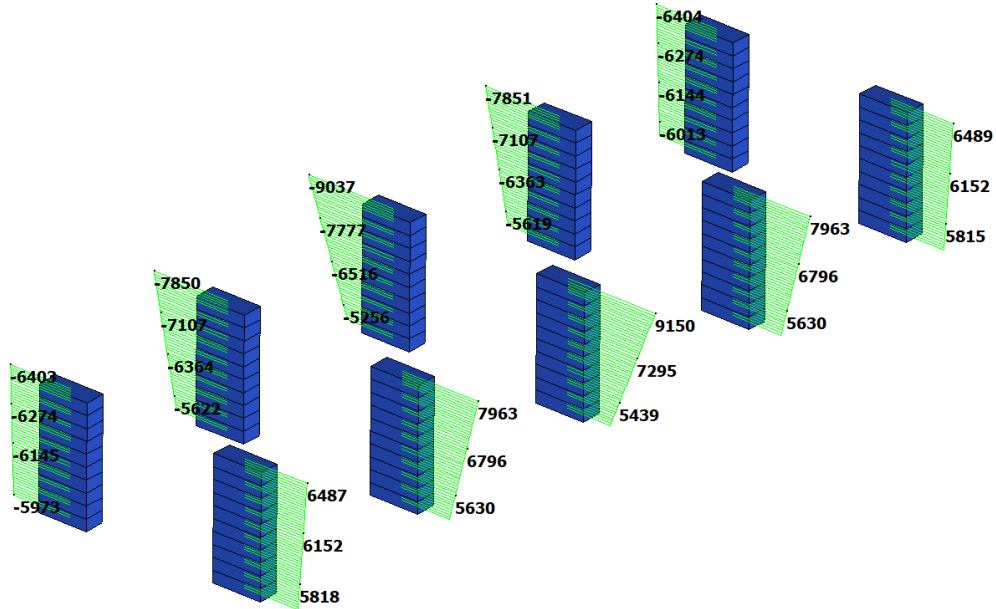


Figura 33: Momento attorno all'asse x nei pilastri agli SLE.

12.1.3 Azioni interne agli SLV

12.1.3.1 Sisma X

	MIN	MAX
SF1(kN)	-2430	-1774

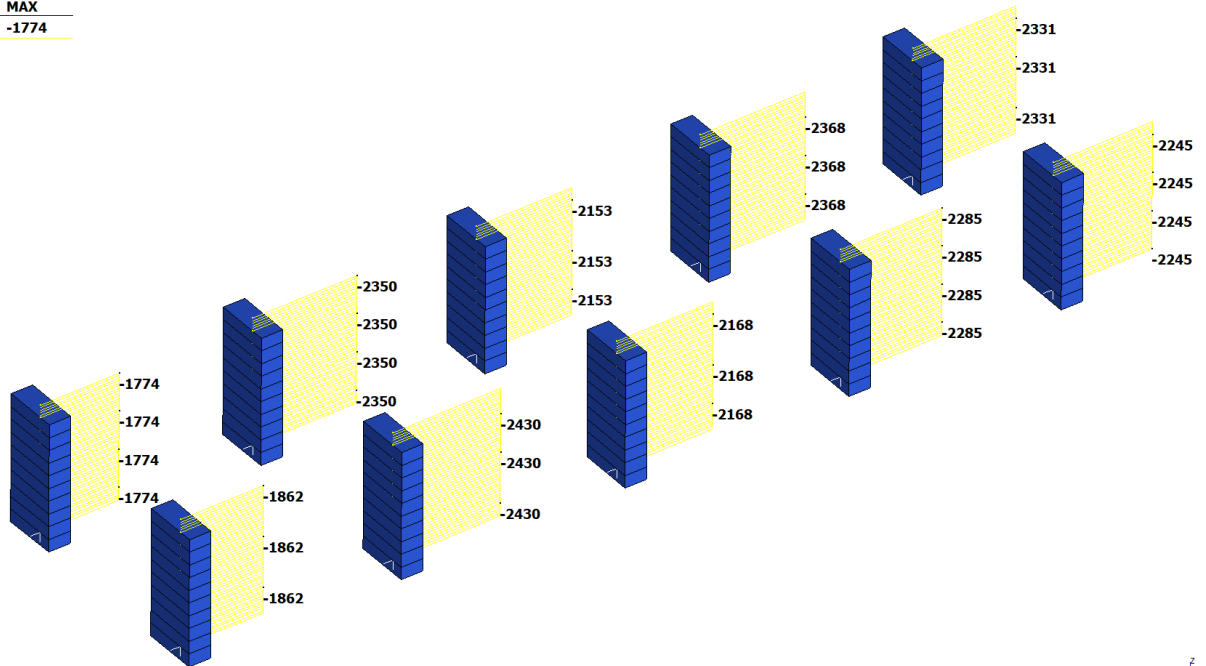


Figura 34: Taglio nei pilastri agli SLV sisma X.

FV01 - RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 11	CL	FV0100001A	0	50 di 93

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-8606	8648

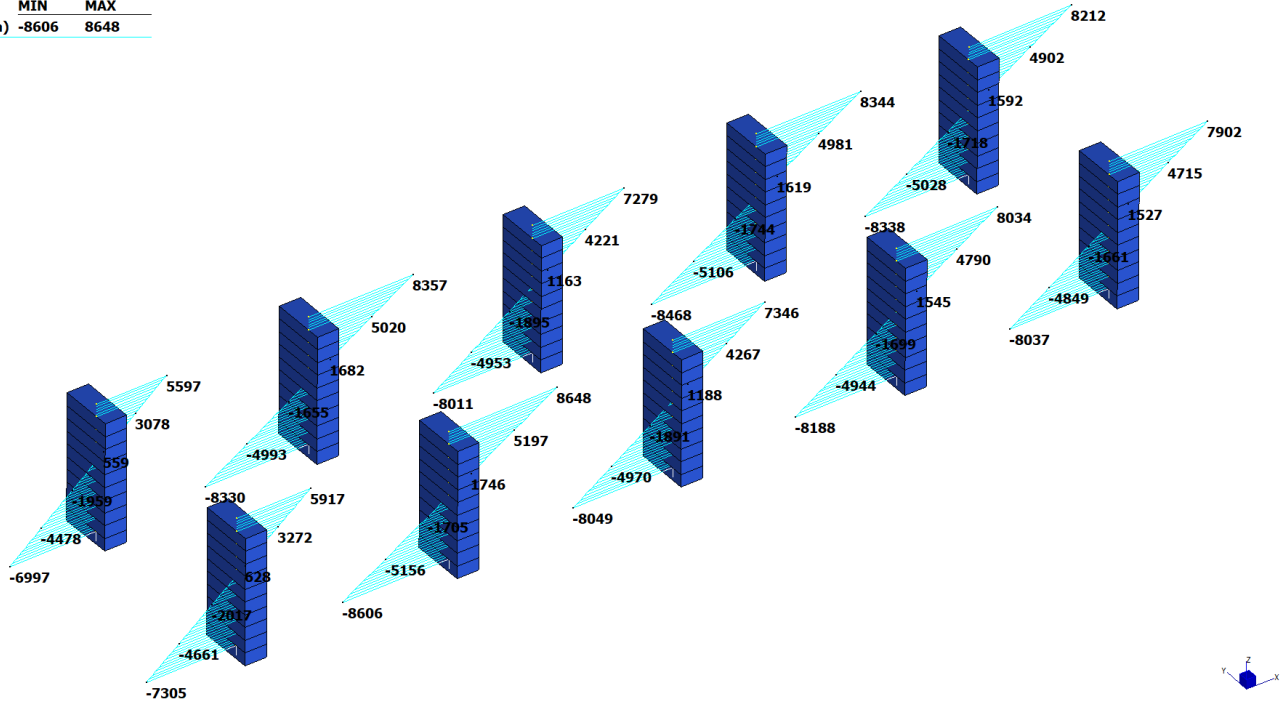


Figura 35: Momento attorno all'asse y nei pilastri agli SLV sisma x.

12.1.3.2 Sisma Y

	MIN	MAX
SF2(kN)	62	5594

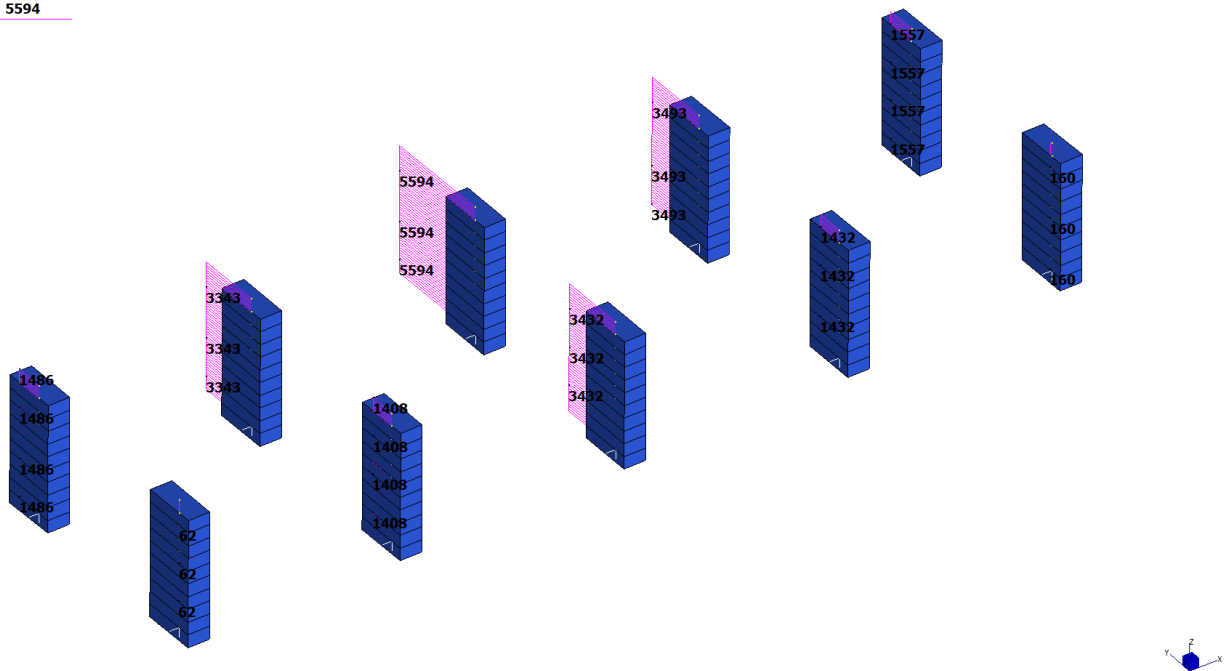


Figura 36: Taglio nei pilastri agli SLV sisma Y.

FV01 - RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 11	CL	FV0100001A	0	51 di 93

MIN MAX
BM2(kN.m) -19520 20199

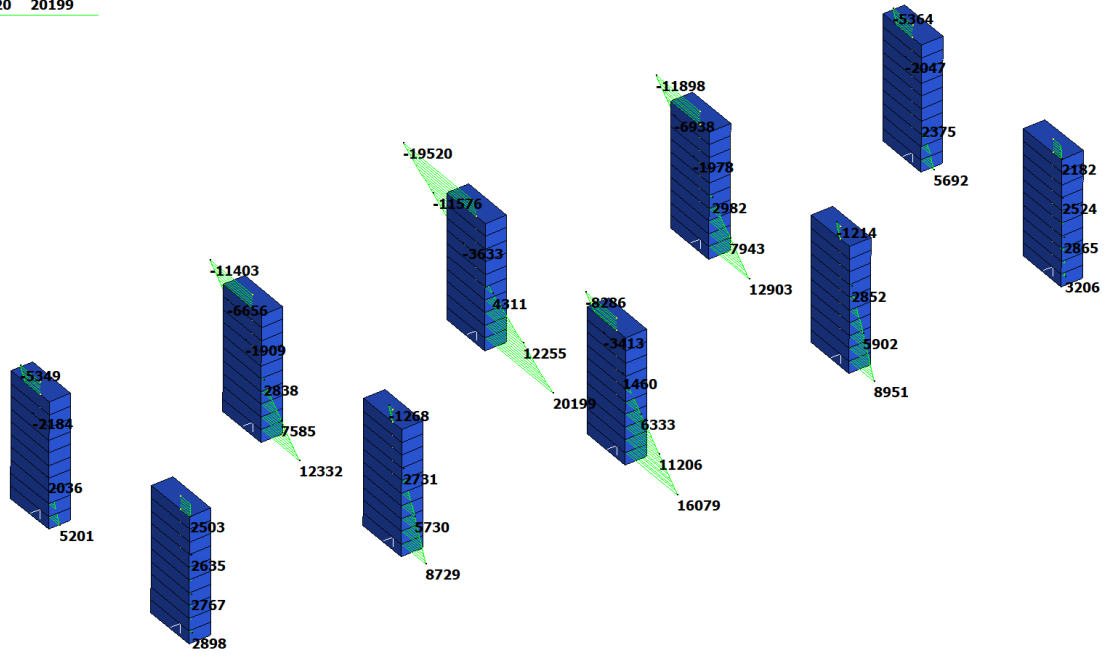


Figura 37: Momento attorno all'asse y e nei pilastri agli SLV sopra x.

12.1.4 Veriche ed incidenza

Le veriche per i pilastri sono state condotte definendone il dominio di resistenza agli SLU ed SLV. Tali veriche sono state condottote con il software *PresFle+5.20*. I pilastri sono realizzati con calcestruzzo C32/40 ed armati con barre di diametro 24mm disposte come illustrato di seguito:

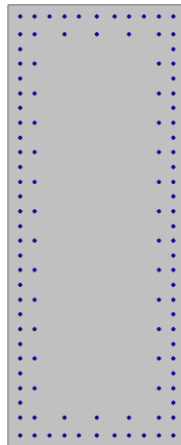


Figura 38: Sezione resistente dei pilastri della stazione.

L'armatura a taglio è invece pensata per avere 10 bracci di diametro 16mm in direzione x e 4bracci di diametro 16 mm in direzione y a passo 20cm, di conseguenza i tagli resistenti sono pari a $VR_{dy}=8169$ kN e $VR_{dx}=9286$ kN. Entrambi i valori di taglio resistente soddisfano le azioni agenti riportate in precedenza.

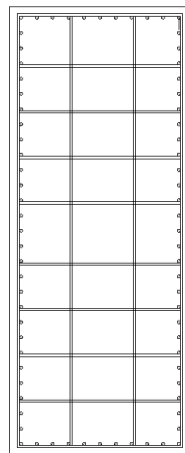


Figura 39: Aramatura a taglio dei pilastri.

L'incidenza dell'armatura presente nei pilastri risulta essere nell'ordine dei 140 kg/m^3 .

12.1.4.1 SLU

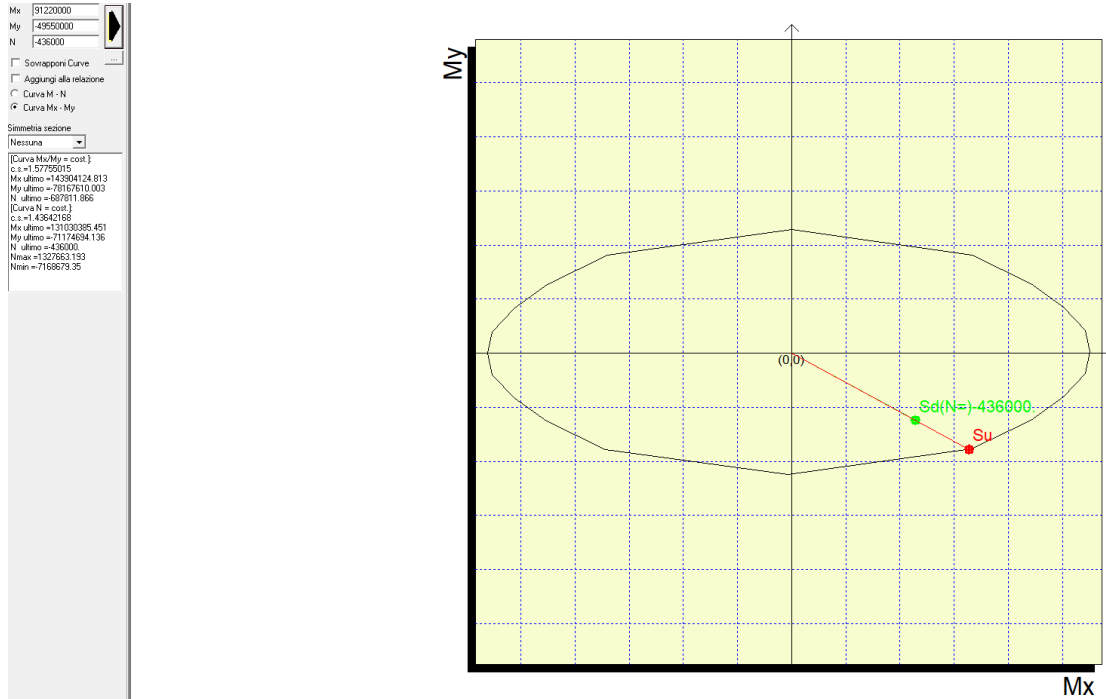


Figura 40: Dominio a pressoflessione deviata in condizioni statiche (SLU) per i pilastri della stazione.

12.1.4.2 SLV sisma x

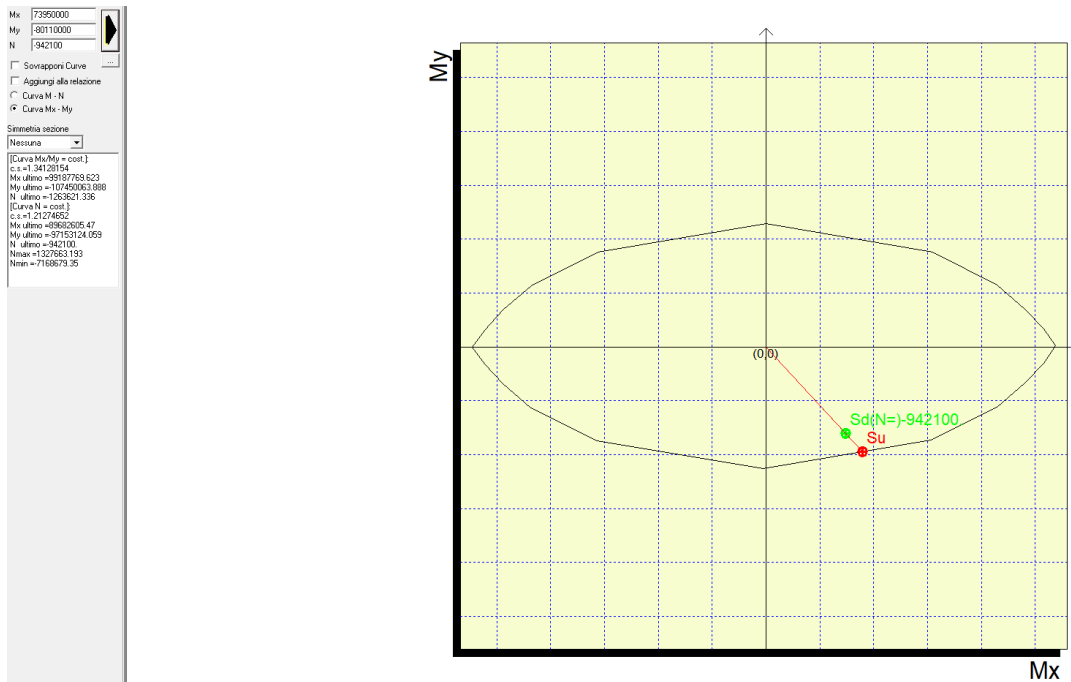


Figura 41: Dominio a pressoflessione deviata in condizioni sismiche (SLV sisma X) per i pilastri della stazione.

12.1.4.3 SLV sisma y

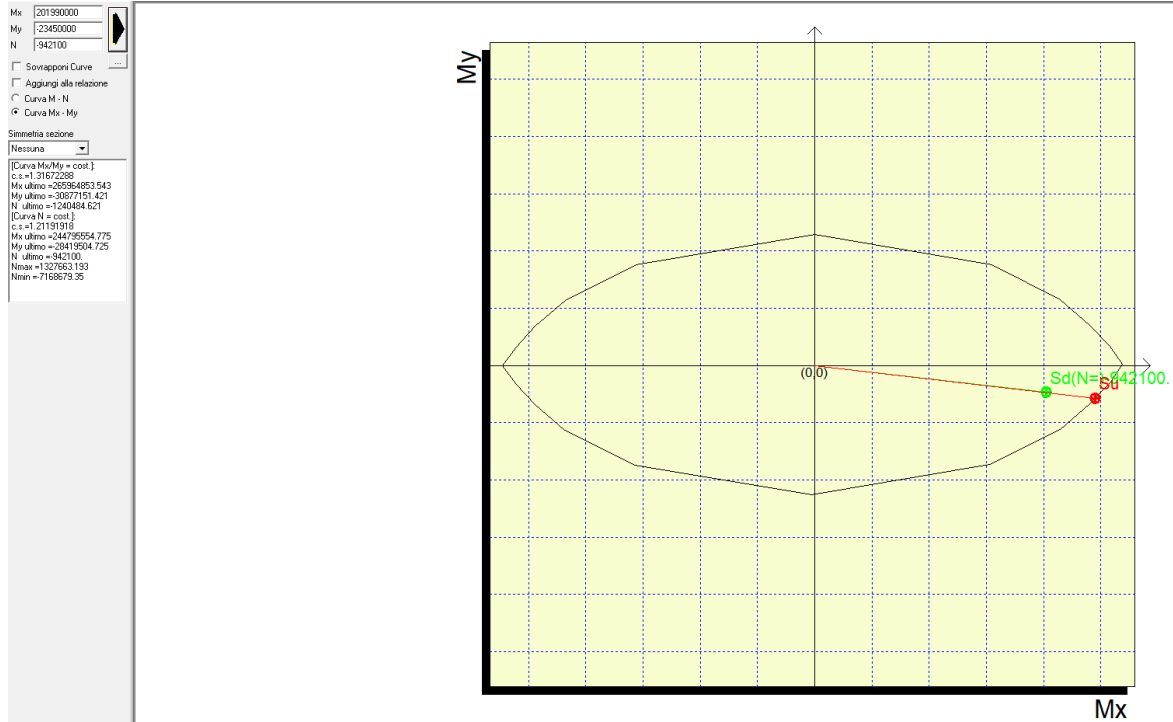


Figura 42: Dominio a pressoflessione deviata in condizioni sismiche (SLV sisma Y) per i pilastri della stazione.

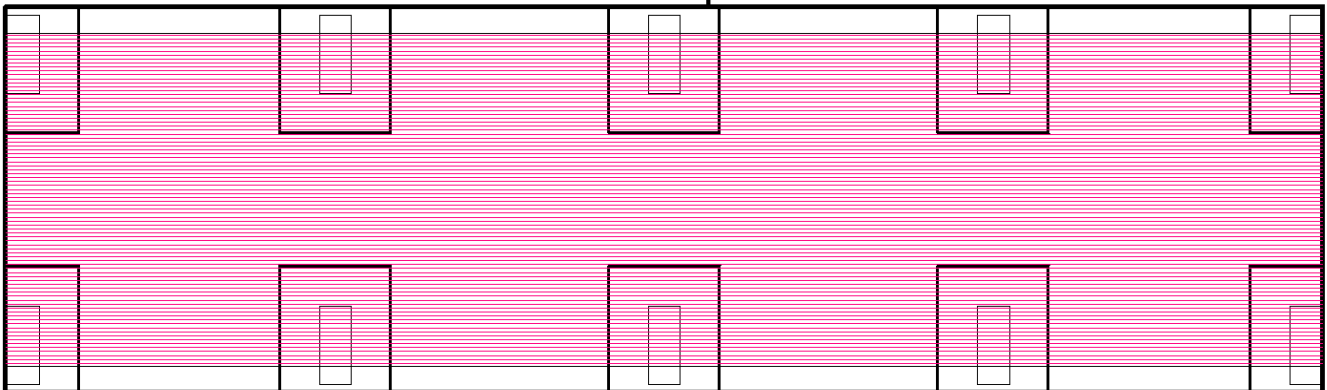
12.2 Soletta di copertura

Come riportato in precedenza (paragrafo 9) la componente strutturale della soletta di copertura è costituita da una zona centrale di spessore 0.95m e due nervature laterali spesse 2.50m e larghe 1m. Nei paragrafi seguenti verranno quindi riportate le sollecitazioni relative ai due diversi spessori con le relative verifiche di resistenza. Data la tipologia, le dimensioni ed il tipo di analisi eseguita per la soletta di copertura le azioni più gravose e dimensionanti sono quelle derivanti dai carichi di natura statica come il LM71, per questo motivo le combinazioni sismiche non sono state prese in considerazione nell'attuale fase di progetto.

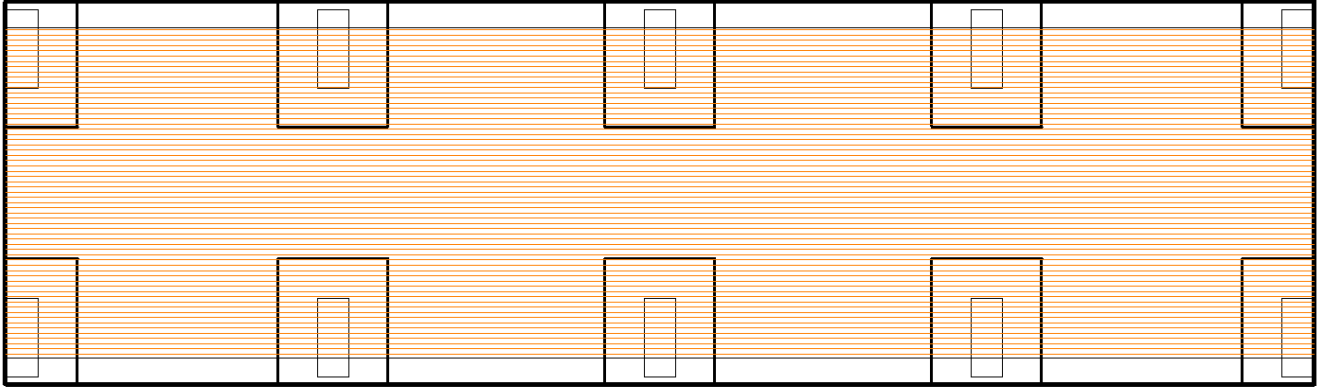
12.2.1 Soletta centrale – Verifiche flessionali ed incidenza acciaio

Il layout di armatura proposto per la soletta centrale è riportato nelle immagini seguenti, l'incidenza di tali armature può essere quantificata tra i 100 ed 105 kg/m³. A tale layout andranno poi aggiunti ulteriori layers in direzione sia longitudinale che trasversale finalizzati ad assorbire le trazioni indotte dai carichi termici e dal ritiro, l'incidenza della soletta risulta essere nell'ordine dei 140 kg/m³.

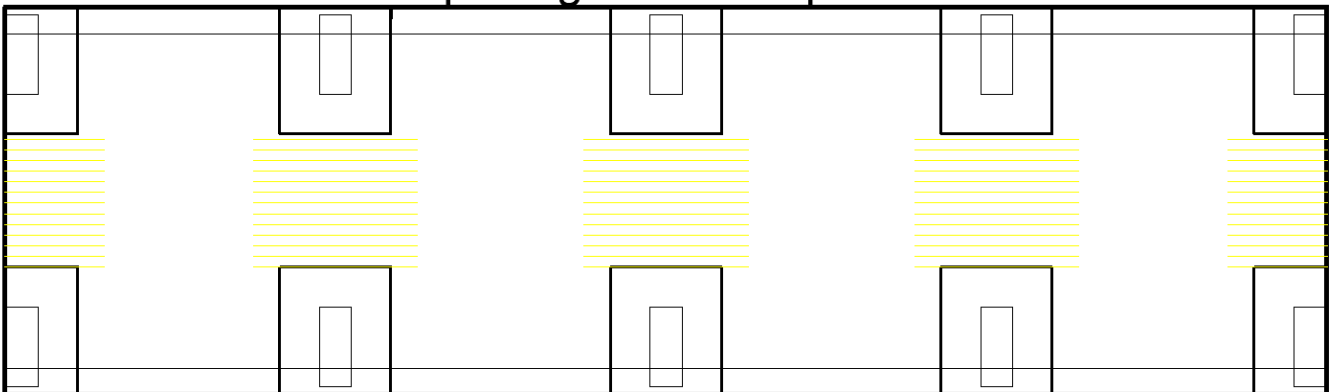
bottom xx - ϕ 20/150



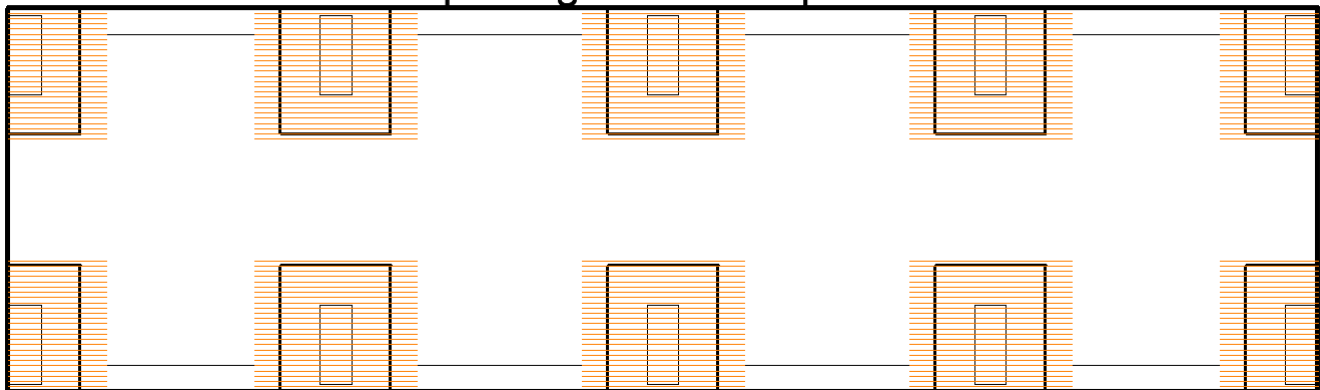
top xx - $\phi 20/200$



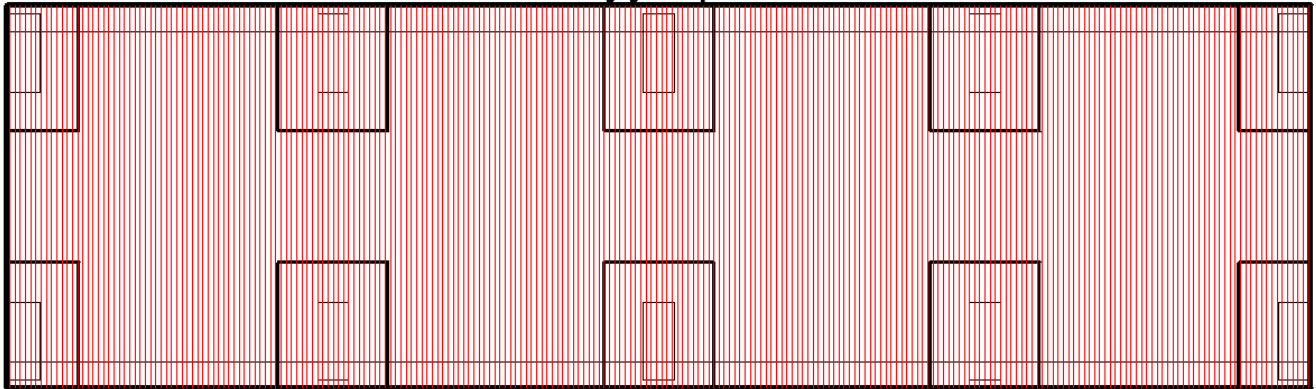
top integrativa xx - $\phi 20/400$



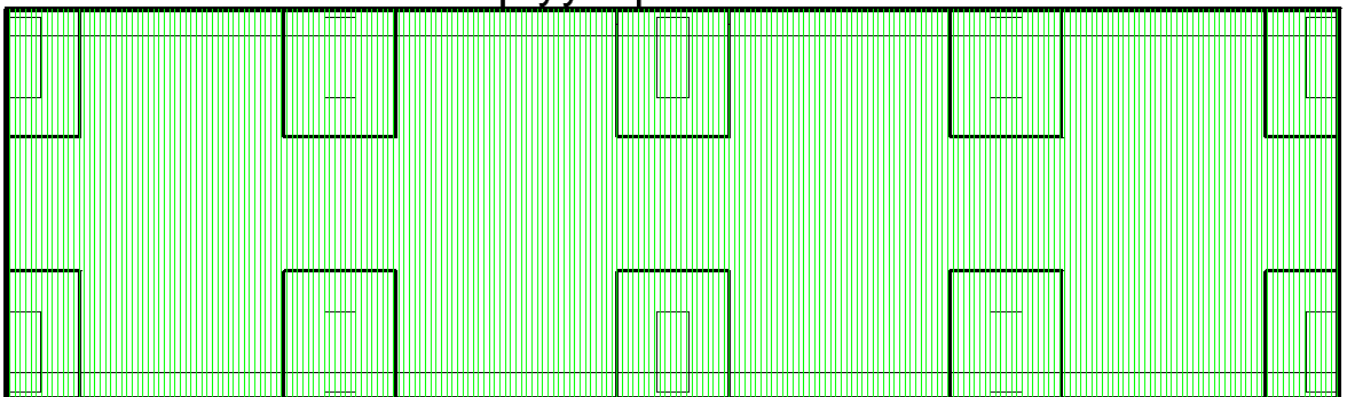
top integrativa xx - $\phi 20/200$



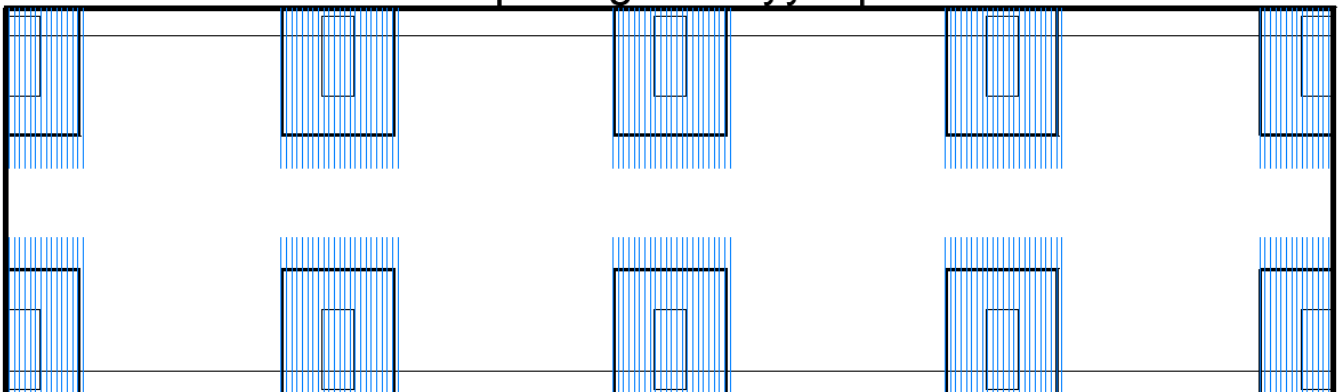
bottom yy - $\phi 20/100$



top yy - $\phi 16/200$



top integrativa yy - $\phi 24/200$



I set di armatura riportati in precedenza permettono di identificare tre differenti zone ognuna delle quali caratterizzata da momenti resistenti differenti sia agli SLU che agli SLE:

ZONA A1 :

Direzione X: $|MR_{dSLU}| = 726 \text{ kNm}$, $|MR_{dSLE}| = 348 \text{ kNm}$

Direzione Y: $|MR_{dSLU}| = 1146 \text{ kNm}$, $|MR_{dSLE}| = 480 \text{ kNm}$

ZONA A2 :

Direzione X: $|MR_{dSLU}| = 727 \text{ kNm}$, $|MR_{dSLE}| = 370 \text{ kNm}$


Direzione Y: $|MR_{dSLU}| = 1035 \text{ kNm}$, $|MR_{dSLE}| = 480 \text{ kNm}$

ZONA B :


Direzione X: $|MR_{dSLU}| = 1013 \text{ kNm}$, $|MR_{dSLE}| = 390 \text{ kNm}$

Direzione Y: $|MR_{dSLU}| = 1189 \text{ kNm}$, $|MR_{dSLE}| = 490 \text{ kNm}$

 ZONA A1

 ZONA A2

 ZONA B

 NERVATURE LATERALI

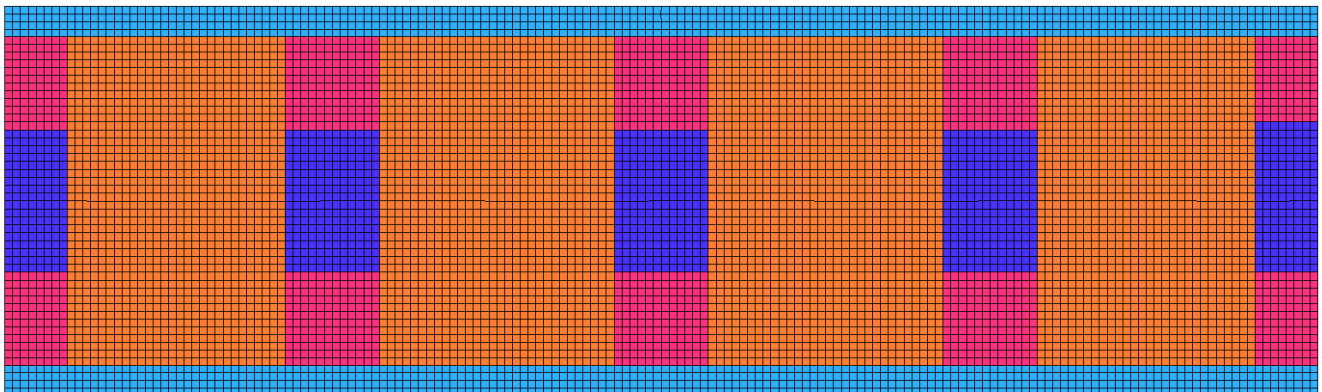


Figura 43: Zone di armatura.

12.2.1.1 Zona A1

La zona A1 presenta i seguenti momenti resistenti nelle direzioni X ed Y:

Direzione X: $|MR_{dSLU}| = 726 \text{ kNm}$, $|MR_{dSLE}| = 348 \text{ kNm}$

Direzione Y: $|MR_{dSLU}| = 1146 \text{ kNm}$, $|MR_{dSLE}| = 480 \text{ kNm}$

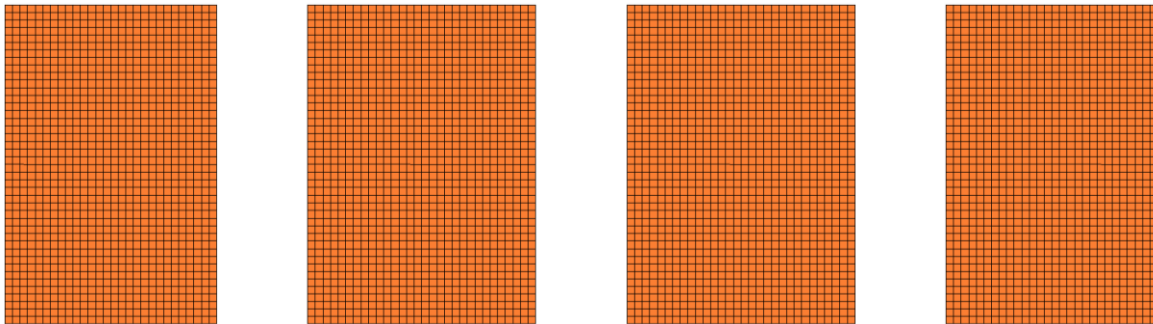


Figura 44: Zone di armatura A1.

Di seguito vengono riportati i contour delle azioni sollecitanti:

- Zona A1 momenti direzione X

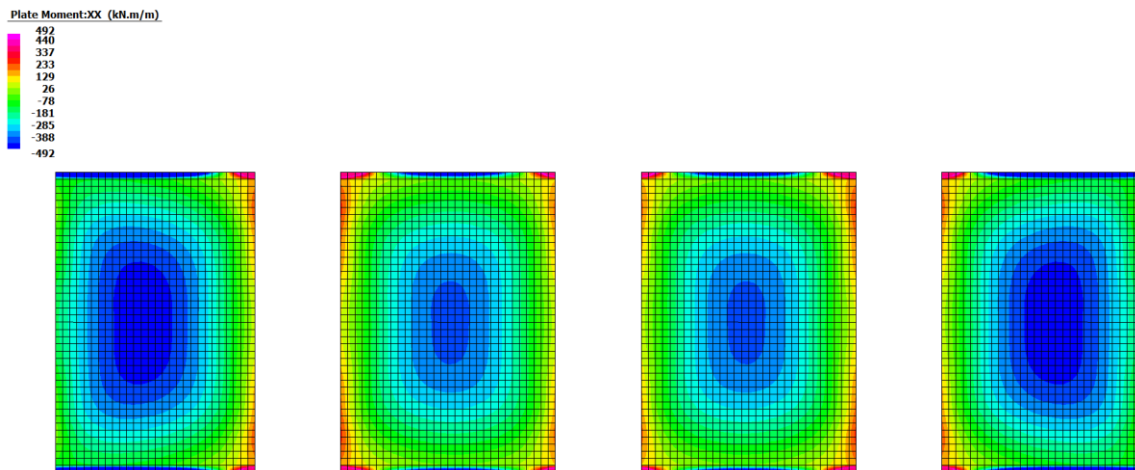


Figura 45: Momenti agenti in direzione X agli stati limite ultimi zona A1.

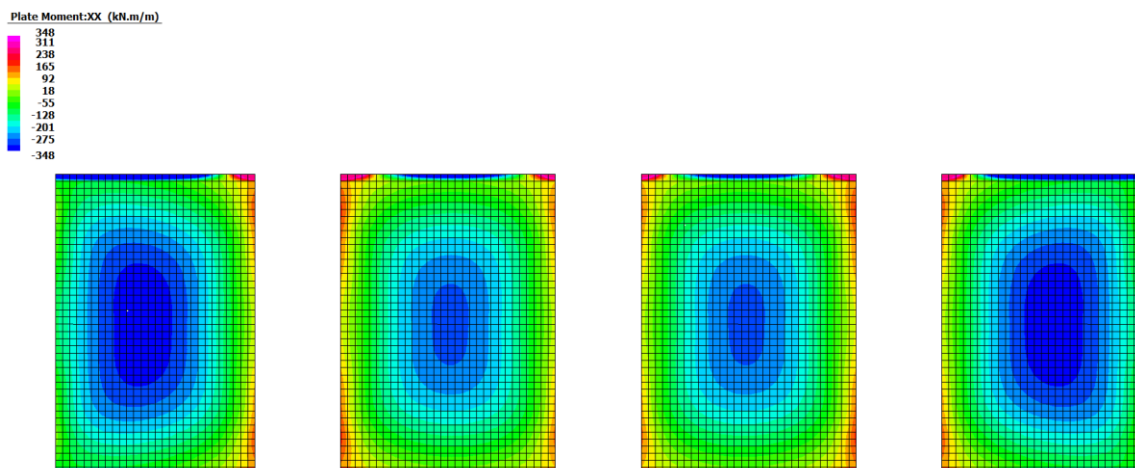
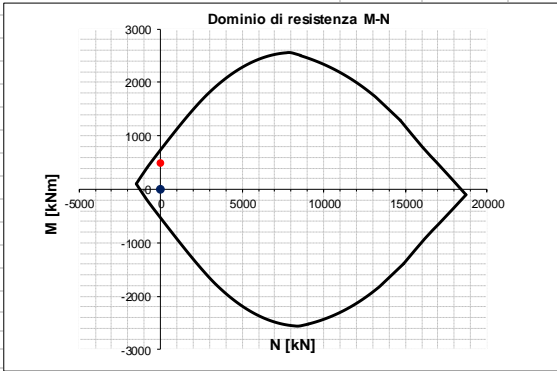


Figura 46: Momenti agenti in direzione X agli stati limite di esercizio zona A1.

Soletta Zona A1_XX

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit
SLE Quasi Permanente	0.0	348.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	3.98	14.400
SLE Frequente	0.0	348.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	3.98	19.200
SLE Rara	0.0	348.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	200.45	360.000
SLU	0.0	492.0	0.0				
SLV	0.0	0.0	-	Verifica di fessurazione			w limit
				Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.000	0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.000	0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]		0.0
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	95	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]		0.0
Altezza utile della sezione		d [cm]	86				
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	9500	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
				Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]		307.89
				Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}		-
Armatura longitudinale tesa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
Numero Barre	n	7	0	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)		2.5
Diametro	φ [mm]	20	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]		2526
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	9.2	9.2	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]		1068
Area strato	A _s [cm ²]	21.99	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]		1068
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.256%		Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}		-
Armatura longitudinale compressa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
Numero Barre	n	5	0	Sollecitazioni di progetto			
Diametro	φ [mm]	20	0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	492.0	0.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	9.2	9.2	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0	0.0
Area strato	A _{s'} [cm ²]	15.71	0.00	Verifica di resistenza in termini di momento			
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.183%		Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	726.2	726.2
Armatura trasversale	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.48	#DIV/0!
Diametro	φ [mm]	12	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Numero bracci	n _{bt}	2.5	0	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Passo	s _w [cm]	20	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-	-
Inclinazione	α [deg]	90	90	Domínio di resistenza M-N			
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	14.14	0.00				
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI							
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	40				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]		32.00				
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]		40.00				
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]		3.02				
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]		2.12				
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]		18.13				
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]		9.49				
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]		391.30				

In direzione X la zona A1 risulta avere un coefficiente di sicurezza allo SLU di 1.48 e garantisce che non vi sia presenza di fessurazione indotta dalle azioni flettenti agli SLE. La verifica agli SLV non è stata eseguita in quanto non dimensionante per la soletta di copertura.

- Zona A1 direzione Y

Plate Moment:YY (kN.m/m)

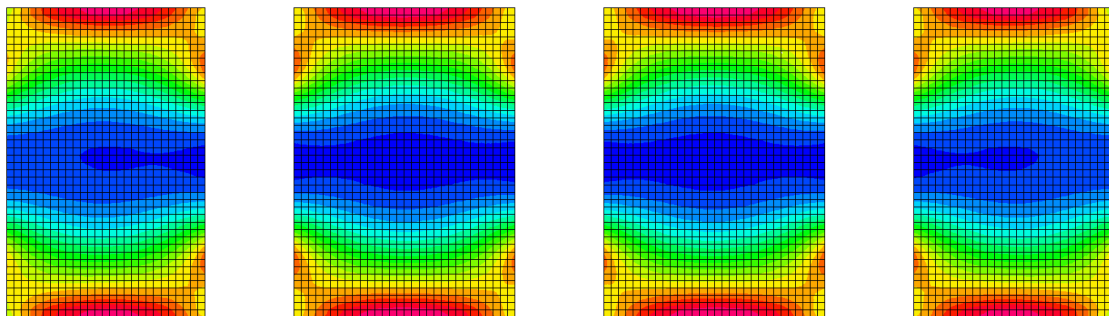
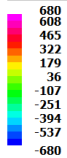


Figura 47: Momenti agenti in direzione Y agli stati limite ultimi zona A1.

Plate Moment:YY (kN.m/m)

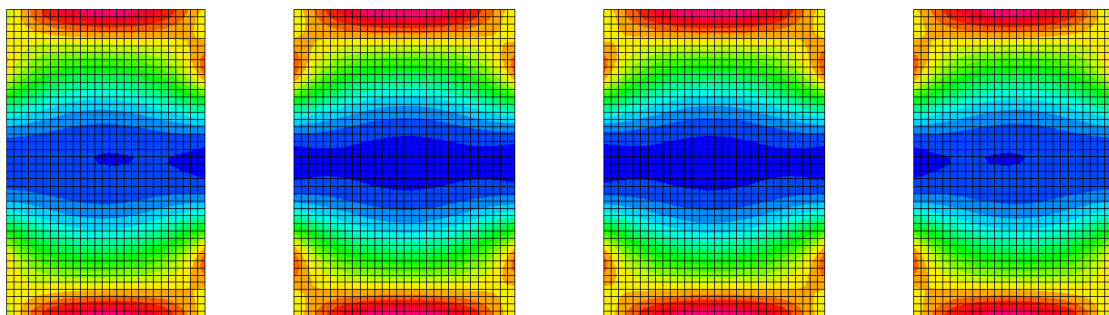
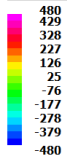
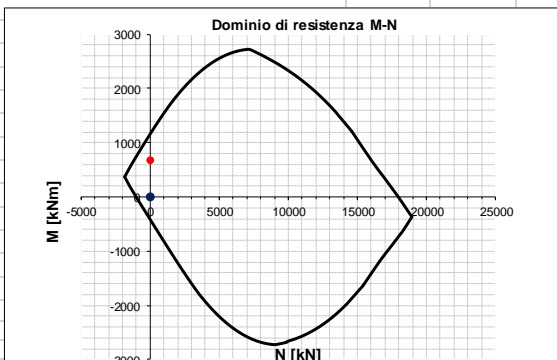


Figura 48: Momenti agenti in direzione Y agli stati limite di esercizio zona A1.

Soletta Zone A1_YY

INPUT				OUTPUT				
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO				
Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit	
SLE Quasi Permanente	0.0	480.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	4.67	14.400	
SLE Frequente	0.0	480.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	4.67	19.200	
SLE Rara	0.0	480.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	191.00	400.000	
SLU	0.0	680.0	0.0					
SLV	0.0	0.0	-	Verifica di fessurazione			w limit	
				Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.000	0.200	
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.000	0.300	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO				
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)		V _{sd} [kN]	0.0	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	95	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio		N _{sd} [kN]	0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	88					
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	9500	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica				
				Resistenza di progetto senza armatura specifica		V _{Rd1} [kN]	350.81	
				Coefficiente di sicurezza		V _{Rd1} /V _{sd}	-	
Armatura longitudinale tesa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	Verifica di resistenza dell'armatura specifica				
Numero Barre	n	10	0	0	CoTan(θ) di progetto	cotani(θ)	2.5	
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2585	
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	7.2	7.2	17.2	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1214	
Area strato	As [cm ²]	31.42	0.00	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1214	
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.358%			Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	-	
Armatura longitudinale compressa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE				
Numero Barre	n	5	0	0	Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Diametro	φ [mm]	16	0	0	Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	680.0	0.0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	7.0	7.0	17.0	Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0.0	0.0
Area strato	As' [cm ²]	10.05	0.00	0.00				
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.114%			Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Armatura trasversale	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	1146.6	1146.6	
Diametro	φ [mm]	12	0	0	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	1.69	#DIV/0!
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Passo	s _w [cm]	20	0	0	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	14.14	0.00	0.00				
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI								
Concrete								
Resistenza cubica a compressione		RCK	40					
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00					
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00					
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02					
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12					
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13					
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd} [Mpa]	9.49					
Acciaio								
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	434.78					

In direzione Y la zona A1 risulta avere un coefficiente di sicurezza allo SLU di 1.69 e garantisce che non vi sia presenza di fessurazione indotta dalle azioni flettenti agli SLE. La verifica agli SLV non è stata eseguita in quanto non dimensionante per la soletta di copertura.

12.2.1.2 Zona A2

La zona A1 presenta i seguenti momenti resistenti nelle direzioni X ed Y:

Direzione X: $|MR_{dSLU}| = 727 \text{ kNm}$, $|MR_{dSLE}| = 370 \text{ kNm}$

Direzione Y: $|MR_{dSLU}| = 1035 \text{ kNm}$, $|MR_{dSLE}| = 480 \text{ kNm}$

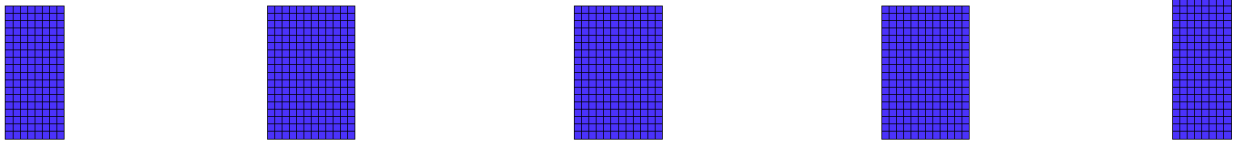


Figura 49: Zone di armatura A2.

FV01 - RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 11	CL	FV0100001A	0	65 di 93

Di seguito vengono riportati i contour delle azioni sollecitanti:

- Zona A2 momenti direzione X:

Plate Moment:XX (kN.m/m)

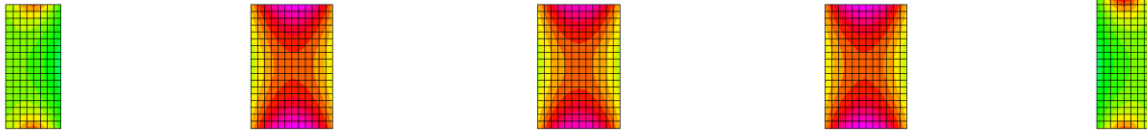
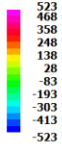


Figura 50: Momenti agenti in direzione X agli stati limite ultimi zona A2.

Plate Moment:XX (kN.m/m)

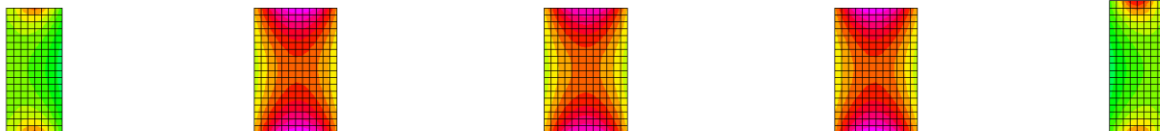
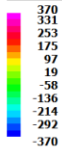
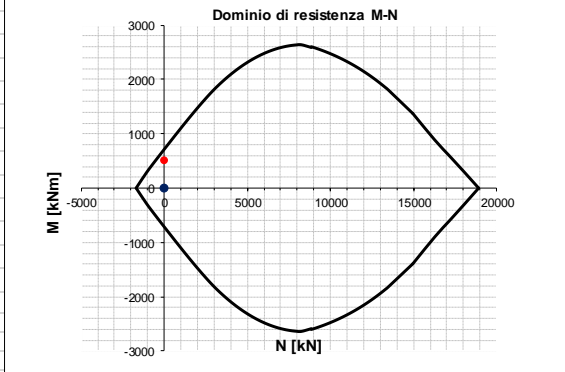


Figura 51: Momenti agenti in direzione X agli stati limite di esercizio zona A2.

Soletta Zona A2_ XX

INPUT				OUTPUT				
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO				
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit	
SLE Quasi Permanente	0.0	370.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	α _c [Mpa] =	4.12	14.400	
SLE Frequente	0.0	370.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	α _c [Mpa] =	4.12	19.200	
SLE Rara	0.0	370.0	-	Acciaio SLE Rara	α _s [Mpa] =	213.11	360.000	
SLU	0.0	523.0	0.0					
SLV	0.0	0.0	-	Verifica di fessurazione			w limit	
				Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.000	0.200	
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.000	0.300	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO				
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	0.0		
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	95	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0		
Altezza utile della sezione		d [cm]	86					
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	9500	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica				
				Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	307.89		
				Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	-		
Armatura longitudinale tesa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	Verifica di resistenza dell'armatura specifica				
Numero Barre	n	5	2	0	Co Tan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5	
Diametro	φ [mm]	20	20	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2526	
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	9.2	9.2	19.2	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1068	
Area strato	A _s [cm ²]	15.71	6.28	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1068	
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.256%			Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	-	
Armatura longitudinale compressa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE				
Numero Barre	n	7	0	0	Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	523.0	0.0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	9.2	9.2	19.2	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0	0.0
Area strato	A _s ' [cm ²]	21.99	0.00	0.00				
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.256%			Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Armatura trasversale	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	727.2	727.2	
Diametro	φ [mm]	12	0	0	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.39	#DIV/0!
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Passo	s _w [cm]	20	0	0	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-	-
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	14.14	0.00	0.00				
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI								
Concrete								
Resistenza cubica a compressione		RCK	40					
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00					
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00					
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02					
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12					
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13					
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd} ' [Mpa]	9.49					
Acciaio								
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30					

In direzione X la zona A2 risulta avere un coefficiente di sicurezza allo SLU di 1.39 e garantisce che non vi sia presenza di fessurazione indotta dalle azioni flettenti agli SLE. La verifica agli SLV non è stata eseguita in quanto non dimensionante per la soletta di copertura.

- Zona A2 momenti direzione Y:

Plate Moment:YY (kN.m/m)

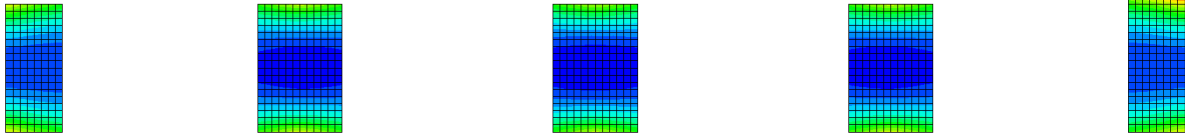
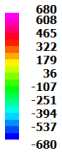


Figura 52: Momenti agenti in direzione Y agli stati limite ultimi zona A2.

Plate Moment:YY (kN.m/m)

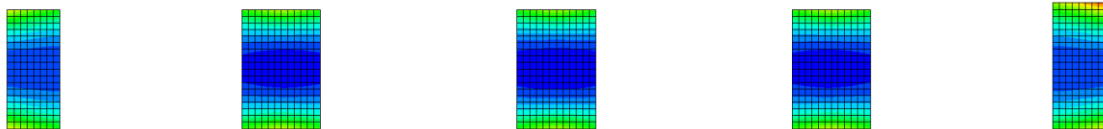
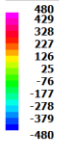
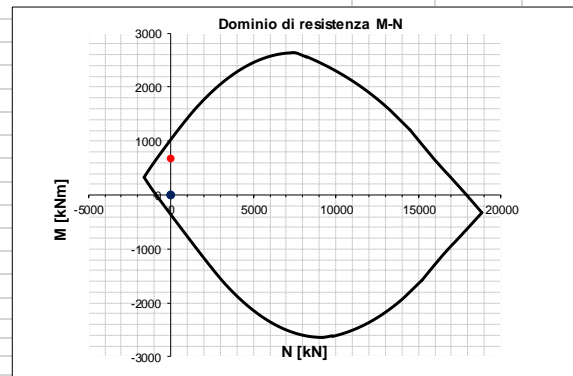


Figura 53: Momenti agenti in direzione Y agli stati limite di esercizio zona A2.

Soletta Zone A2_YY

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit
SLE Quasi Permanente	0.0	480.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	4.67	14.400
SLE Frequente	0.0	480.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	4.67	19.200
SLE Rara	0.0	480.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	191.00	360.000
SLU	0.0	680.0	0.0	Verifica di fessurazione			w limit
SLV	0.0	0.0	-	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.000	0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.000	0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]		0.0
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	95	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]		0.0
Altezza utile della sezione		d [cm]	88	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	9500	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	350.81	
				Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}		-
Armatura longitudinale tesa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
Numero Barre	n	10	0	CoTan(θ) di progetto		cotan(θ)	2.5
Diametro	φ [mm]	20	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2585	
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	7.2	7.2	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1093	
Area strato	As [cm ²]	31.42	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1093	
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.358%		Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}		-
Armatura longitudinale compressa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
Numero Barre	n	5	0	Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Diametro	φ [mm]	16	0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	680.0	0.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	7.0	7.0	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0	0.0
Area strato	As' [cm ²]	10.05	0.00	Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.114%		Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	1035.9	1035.9
Armatura trasversale	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.52	#DIV/0!
Diametro	φ [mm]	12	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Passo	s _w [cm]	20	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-	-
Inclinazione	α [deg]	90	90	CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI			
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	14.14	0.00	Concrete			
				Resistenza cubica a compressione			
				RCK			
				40			
				Resistenza cilindrica caratteristica a compressione			
				f _{ck} [Mpa]			
				32.00			
				Resistenza cilindrica media a compressione			
				f _{cm} [Mpa]			
				40.00			
				Resistenza media a trazione per flessione			
				f _{ctm} [Mpa]			
				3.02			
				Resistenza caratteristica a trazione per flessione			
				f _{ctk} [Mpa]			
				2.12			
				Resistenza di progetto a compressione			
				f _{cd} [Mpa]			
				18.13			
				Resistenza di progetto delle bielle compresse			
				f _{cd} [Mpa]			
				9.49			
				Acciaio			
				Resistenza di progetto a snervamento			
				f _{yd} [Mpa]			
				391.30			



In direzione Y la zona A2 risulta avere un coefficiente di sicurezza allo SLU di 1.52 e garantisce che non vi sia presenza di fessurazione indotta dalle azioni flettenti agli SLE. La verifica agli SLV non è stata eseguita in quanto non dimensionante per la soletta di copertura.

12.2.1.3 Zona B

La zona A1 presenta i seguenti momenti resistenti nelle direzioni X ed Y:

Direzione X: $|MR_{dSLU}| = 1013 \text{ kNm}$, $|MR_{dSLE}| = 390 \text{ kNm}$

Direzione Y: $|MR_{dSLU}| = 1189 \text{ kNm}$, $|MR_{dSLE}| = 490 \text{ kNm}$

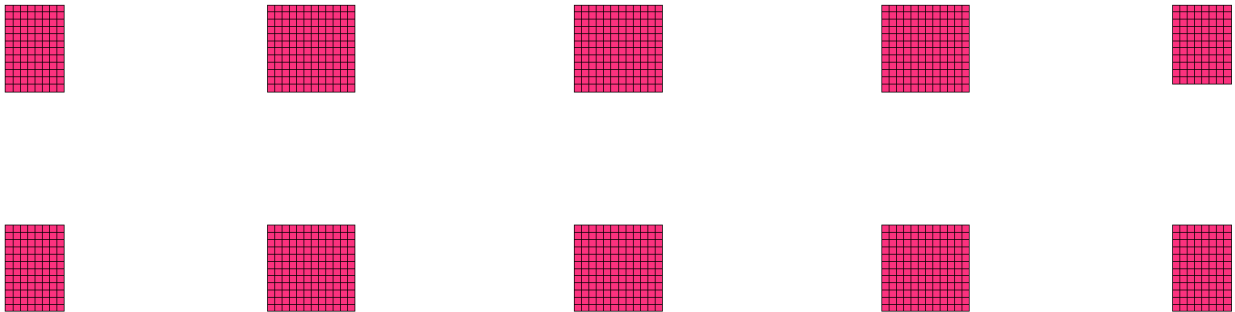


Figura 54: Zone di armatura zona B.

FV01 - RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 11	CL	FV0100001A	0	70 di 93

Di seguito vengono riportati i contour delle azioni sollecitanti::

- Zona B direzione X:

Plate Moment:XX (kN.m/m)

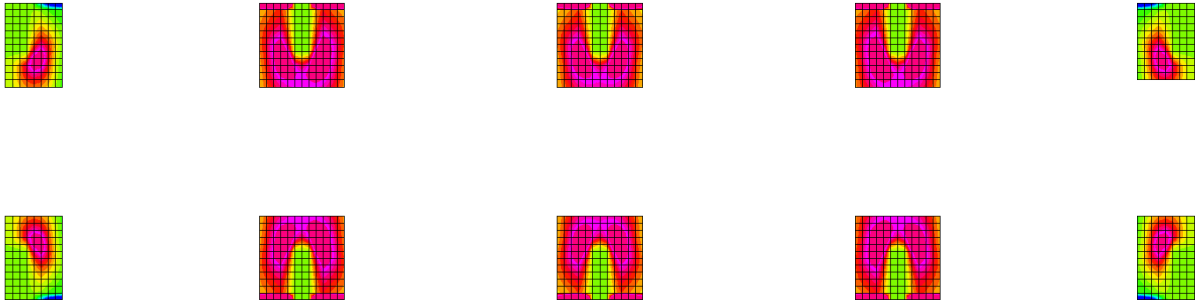
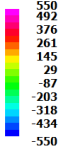


Figura 55: Momenti agenti in direzione X agli stati limite ultimi zona B.

Plate Moment:XX (kN.m/m)

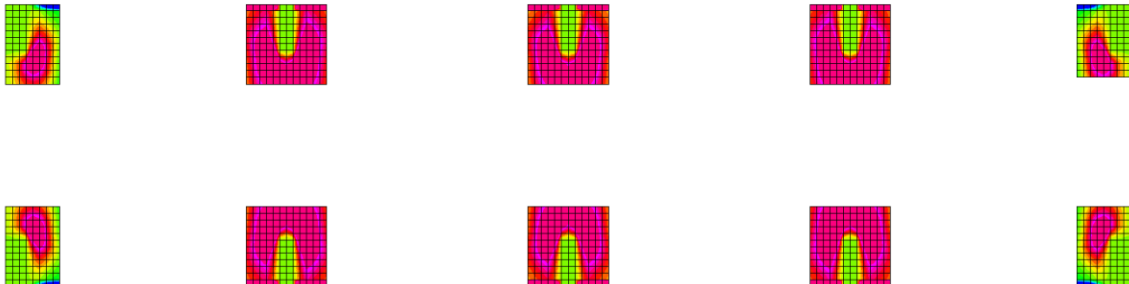
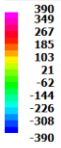
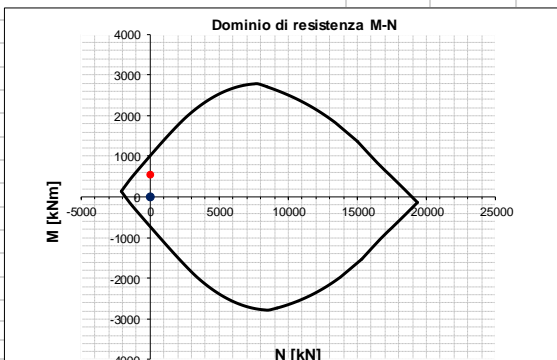


Figura 56: Momenti agenti in direzione X agli stati limite di esercizio zona B.

Soletta Zona B_XX

INPUT				OUTPUT				
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO				
Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit	
SLE Quasi Permanente	0.0	390.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	3.78	14.400	
SLE Frequente	0.0	390.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	3.78	19.200	
SLE Rara	0.0	390.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	159.08	360.000	
SLU	0.0	550.0	0.0					
SLV	0.0	0.0	-					
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO				
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)		V _{sd} [kN]	0.0	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	95	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio		N _{sd} [kN]	0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	86					
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	9500	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica				
				Resistenza di progetto senza armatura specifica		V _{Rd1} [kN]	346.76	
				Coefficiente di sicurezza		V _{Rd1} /V _{sd}	-	
Armatura longitudinale tesa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	Verifica di resistenza dell'armatura specifica				
Numero Barre	n	5	5	0	CoTan(θ) di progetto	cotani(θ)	2.5	
Diametro	φ [mm]	20	20	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2526	
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	9.2	9.2	19.2	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	2136	
Area strato	A _s [cm ²]	15.71	15.71	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	2136	
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.366%			Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	-	
Armatura longitudinale compressa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE				
Numero Barre	n	7	0	0	Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	550.0	0.0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	9.2	9.2	19.2	Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0.0	0.0
Area strato	A _s ' [cm ²]	21.99	0.00	0.00				
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.256%			Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Armatura trasversale	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	1013.1	1013.1	
Diametro	φ [mm]	12	0	0	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	1.84	#DIV/0!
Numero bracci	n _{bi}	5	0	0				
Passo	s _w [cm]	20	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Inclinazione	α [deg]	90	90	90	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	28.27	0.00	0.00	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI								
Concrete								
Resistenza cubica a compressione		RCK	40					
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00					
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00					
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02					
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12					
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13					
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{ctd} [Mpa]	9.49					
Acciaio								
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30					

In direzione X la zona B risulta avere un coefficiente di sicurezza allo SLU di 1.84 e garantisce che non vi sia presenza di fessurazione indotta dalle azioni flettenti agli SLE. La verifica agli SLV non è stata eseguita in quanto non dimensionante per la soletta di copertura.

FV01 - RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 11	CL	FV0100001A	0	72 di 93

- Zona B direzione Y:

Plate Moment:YY (kN.m/m)

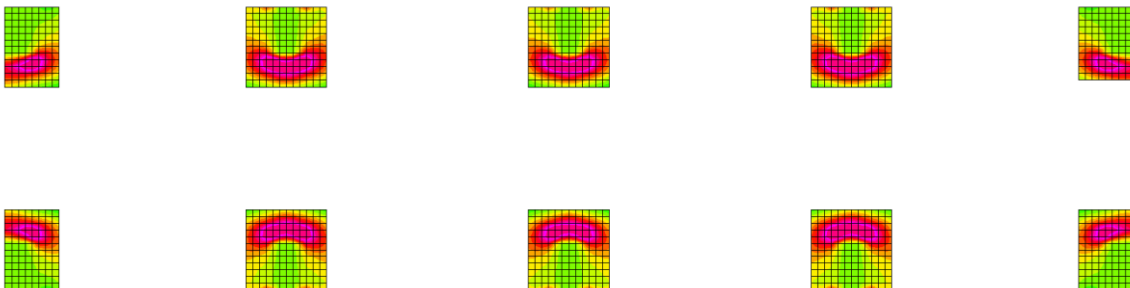
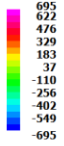


Figura 57: Momenti agenti in direzione Y agli stati limite ultimi zona B.



Plate Moment:YY (kN.m/m)

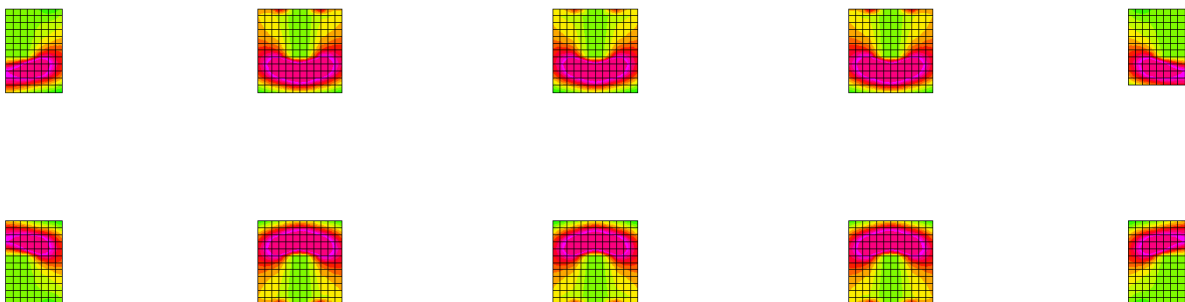
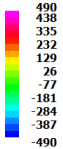


Figura 58: Momenti agenti in direzione Y agli stati limite di esercizio zona B.



Soletta Zona B_YY

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit
SLE Quasi Permanente	0.0	490.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 4.25		14.400
SLE Frequente	0.0	490.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 4.25		19.200
SLE Rara	0.0	490.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 187.52		400.000
SLU	0.0	695.0	0.0				
SLV	0.0	0.0	-	Verifica di fessurazione			w limit
				Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0.000	0.200	
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0.000	0.300	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)		V _{Sd} [kN]	0.0
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	95	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio		N _{Sd} [kN]	0.0
Altezza utile della sezione		d [cm]	88				
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	9500	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
				Resistenza di progetto senza armatura specifica		V _{Rd1} [kN]	355.27
				Coefficiente di sicurezza		V _{Rd1} /V _{Sd}	-
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	5	5	0	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Diametro	φ [mm]	16	24	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd1} (θ) [kN]	2583
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	7.0	7.4	17.4	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd1} (θ) [kN]	2426
Area strato	A _s [cm ²]	10.05	22.62	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	2426
Rapporto di armatura	ρ [%]		0.372%		Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	-
Armatura longitudinale compressa				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	10	0	0	Sollecitazioni di progetto		SLU SLV
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	695.0 0.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	7.2	7.2	17.2	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0 0.0
Area strato	A _s ' [cm ²]	31.42	0.00	0.00			
Rapporto di armatura	ρ' [%]		0.358%		Verifica di resistenza in termini di momento		SLU SLV
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO			SLU SLV
Diametro	φ [mm]	12	0	0	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	- -
Numero bracci	n _{br}	5	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	- -
Passo	s _w [cm]	20	0	0			
Inclinazione	α [deg]	90	90	90			
Area armatura a metro	A _{su} /s _w [cm ² /m]	28.27	0.00	0.00			
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI				Domínio di resistenza M-N			
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	40				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00				
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00				
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02				
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12				
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13				
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd} ' [Mpa]	9.49				
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	434.78				

In direzione Y la zona B risulta avere un coefficiente di sicurezza allo SLU di 1.71 e garantisce che non vi sia presenza di fessurazione indotta dalle azioni flettenti agli SLE. La verifica agli SLV non è stata eseguita in quanto non dimensionante per la soletta di copertura.

12.2.2 Soletta centrale – Verifiche a taglio

Per le verifiche a taglio sono state identificate le due seguenti zone resistenti:

1. Zona non armata a taglio : $|VRd| = 345 \text{ kNm/m}$
2. Zona armata a taglio ($\phi 12 \text{ } 200 \times 200$): $|VRd| = 2135 \text{ kNm/m}$

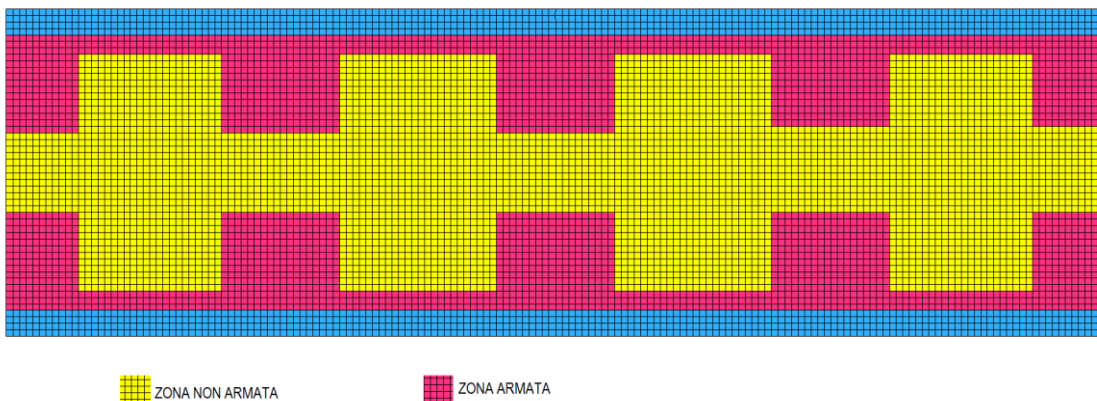


Figura 59: Valori resistenti per la verifica a taglio.

Il taglio sollecitante è stato estrapolato dal modello agli elementi finiti combinando le azioni F_{yz} ed F_{xz} come segue:

$$V_{Ed} = (F_{yz}^2 + F_{xz}^2)^{(1/2)}$$

Di seguito sono riportati i contour relativi all'azione tagliante mostrando che per le due zone (armata e non) il taglio è inferiore ai valori resistenti:

- Zona non armata a taglio:

Plate : User Result [Taglio]

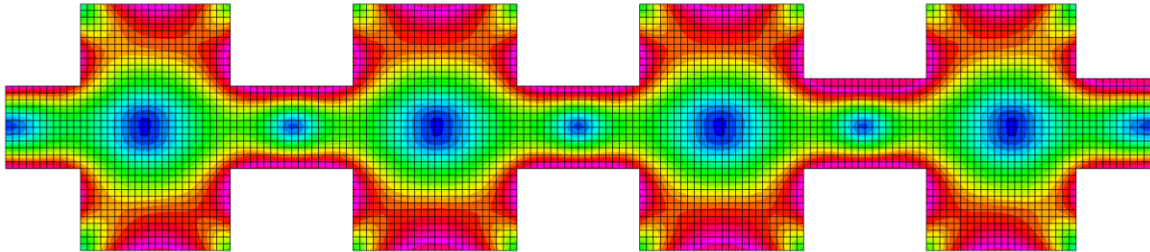
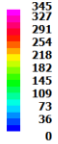


Figura 60: Verifica a taglio nella zona non armata (SLU).

- Zona armata a taglio:

Plate : User Result [Taglio]

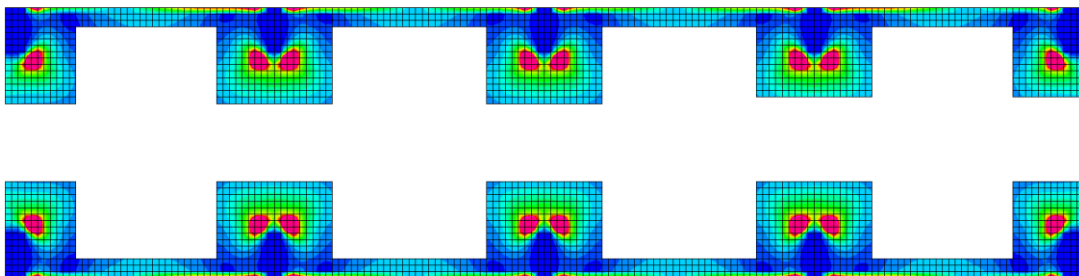
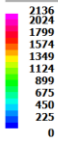
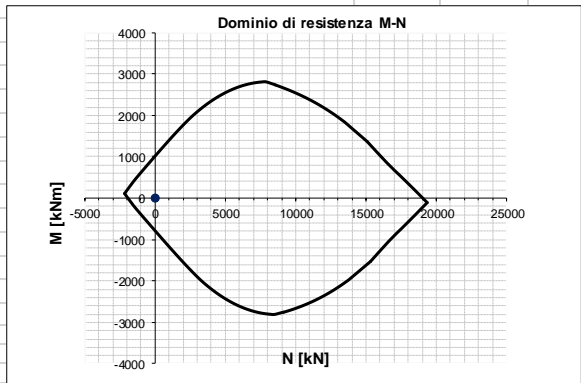


Figura 61: Verifica a taglio nella zona armata (SLU).

Soletta stazione - Verifica a taglio

INPUT				OUTPUT				
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO				
Combinazione	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit	
SLE Quasi Permanente	0.0	0.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	0.00	14.400	
SLE Frequente	0.0	0.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	0.00	19.200	
SLE Rara	0.0	0.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	0.00	360.000	
SLU	0.0	0.0	2135.0	Verifica di fessurazione			w limit	
SLV	0.0	0.0	-	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.000	0.200	
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.000	0.300	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO				
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]		2135.0	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	95	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]		0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	86	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica				
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	9500	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]		346.76	
				Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}		0.16	
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	CoTan(θ) di progetto		cotan(θ)	2.5	
Numero Barre	n	5	5	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2526	
Diametro	φ [mm]	20	20	0	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	2136	
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	9.2	9.2	19.2	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	2136	
Area strato	As [cm ²]	15.71	15.71	0.00	Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	1.00	
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.366%			VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
Armatura longitudinale compressa				Sollecitazioni di progetto				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	0.0	0.0	
Numero Barre	n	7.5	0	0	Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0.0	
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Verifica di resistenza in termini di momento			
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	9.2	9.2	19.2	Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	1013.2	
Area strato	As' [cm ²]	23.56	0.00	0.00	Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	#DIV/0!	
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.275%			Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Armatura trasversale				Sforzo normale resistente				
	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} [kN]	-	-	
Diametro	φ [mm]	12	0	0	N _{Rd} /N _{sd}	-	-	
Numero bracci	n _{bt}	5	0	0	Domínio di resistenza M-N			
Passo	s _w [cm]	20	0	0				
Inclinazione	α [deg]	90	90	90				
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	28.27	0.00	0.00				
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI								
Concrete								
Resistenza cubica a compressione		RCK	40					
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00					
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00					
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02					
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12					
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13					
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd'} [Mpa]	9.49					
Acciaio								
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30					

Le azioni taglianti resistenti risultano essere per la zona non armata a taglio 345 kNm/m e per la zona armata a taglio (phi12 200x200) 2135 kNm/m.

12.2.3 Travi laterali – Verifiche flessionali

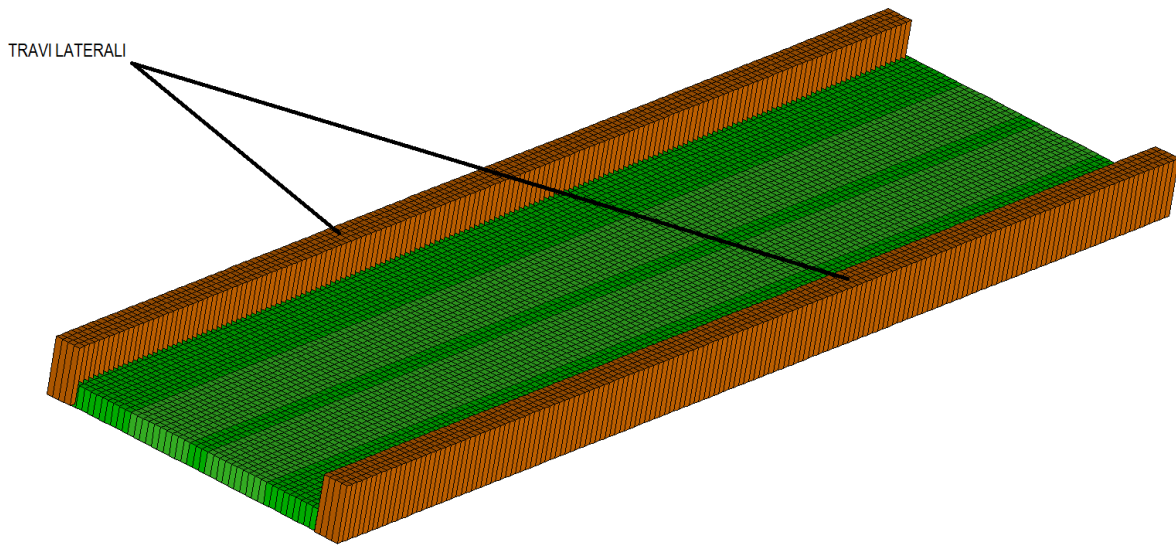


Figura 62: Identificazione delle travi laterali.

12.2.3.1 Azioni agenti sulle travi laterali e verifica con dominio MN

Plate Moment:XX (kN.m/m)

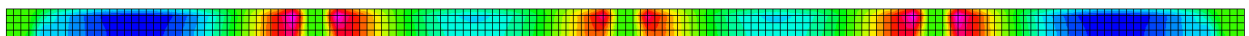
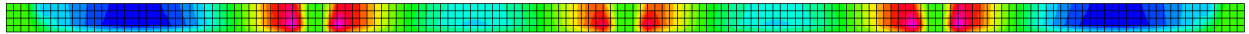
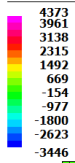


Figura 63: Momento flettente sulle travi laterali agli SLU.

Plate Moment:XX (kN.m/m)

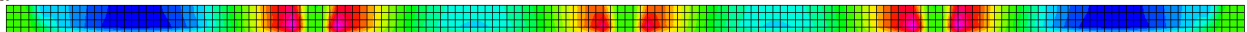
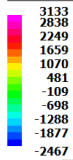


Figura 64: Momento flettente sulle travi laterali agli SLE.

Plate : User Result [Taglio]

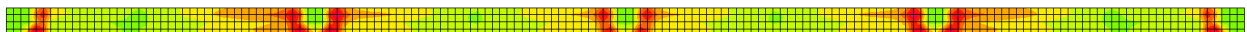
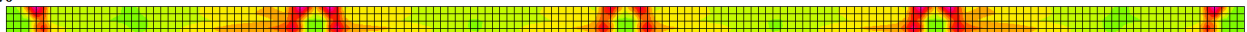
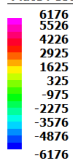
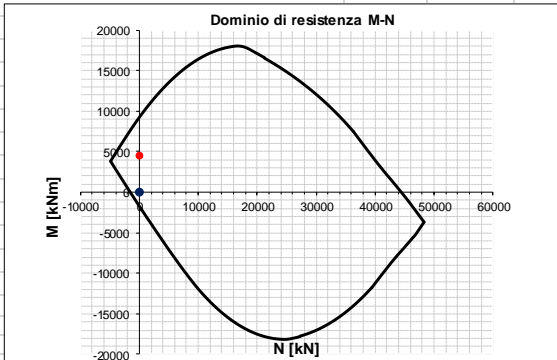


Figura 65: Taglio sulle travi laterali agli SLU.

Trave laterale _ M- Support

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit
SLE Quasi Permanente	0.0	3800.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	5.20	14.400
SLE Frequente	0.0	3800.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	5.20	19.200
SLE Rara	0.0	3800.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	192.84	400.000
SLU	0.0	4500.0	5530.0				
SLV	0.0	0.0	-	Verifica di fessurazione			w limit
				Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.224	0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.194	0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)		V _{Sd} [kN]	5530.0
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	240	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio		N _{Sd} [kN]	0.0
Altezza utile della sezione		d [cm]	228				
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	24000	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
				Resistenza di progetto senza armatura specifica		V _{Rd1} [kN]	850.44
				Coefficiente di sicurezza		V _{Rd1} /V _{Sd}	0.15
Armatura longitudinale tesa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
Numero Barre	n	10	10	0	CoTan(θ) di progetto		cotan(θ)
Diametro	φ [mm]	26	24	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls		V _{Rd2} (θ) [kN]
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	7.5	17.5	27.5	Resistenza a taglio dell'armatura		V _{Rd3} (θ) [kN]
Area strato	As [cm ²]	53.09	45.24	0.00	Resistenza a taglio di progetto		V _{Rd} [kN]
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.431%			Coefficiente di sicurezza		V _{Rd} /V _{Sd}
							1.21
Armatura longitudinale compressa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
Numero Barre	n	5	0	0	Sollecitazioni di progetto		SLU
Diametro	φ [mm]	20	0	0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	4500.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	7.2	7.2	17.2	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0
Area strato	As' [cm ²]	15.71	0.00	0.00			
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.069%			Verifica di resistenza in termini di momento		SLU
					Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	9326.0
Armatura trasversale	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Coefficiente di sicurezza		M _{Rd} /M _{Sd}	2.07
Diametro	φ [mm]	12	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU
Numero bracci	n _{bi}	4	0	0	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-
Passo	s _w [cm]	15	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-
Inclinazione	α [deg]	90	90	90			
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	30.16	0.00	0.00			
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI							
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	40				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	32.00				
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	40.00				
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	3.02				
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.12				
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	18.13				
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd} [Mpa]	9.49				
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	434.78				

La trave laterale risulta avere un coefficiente di sicurezza allo SLU di 2.07 e garantisce che la fessurazione sia al di sotto dei limiti imposti dalle condizioni SLE. La verifica agli SLV non è stata eseguita in quanto non dimensionante per la soletta di copertura.

13. PLATEA DI FONDAZIONE

Si considera, ai fini del dimensionamento, la dimensione della fascia di platea relativa al modello di calcolo L=50.00m, B=18.00m.

Si considera uno spessore della platea pari ad H=2.00m.

13.1 Verifiche SLU GEO

La progettazione di opere di fondazione dirette superficiali è eseguita in accordo con le prescrizioni riportate al § 6.4.2 delle NTC 2018. In base a quanto riportato al § 6.4.2.1 della norma devono essere effettuate le seguenti verifiche di sicurezza agli stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO), nei quali si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni:

stabilità globale;

collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

collasso per scorrimento sul piano di posa.

SLU di tipo strutturale (STR)

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali che costituiscono la fondazione.

La verifica di stabilità globale si esegue impiegando l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2) mentre le rimanenti verifiche si eseguono impiegando l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Si riportano di seguito i coefficienti parziali relativi alle Azioni (γ_A), Parametri geotecnici (γ_M) e Resistenze (γ_R):

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_{G1}

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	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_V	γ_V	1,0	1,0

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	$\gamma_R = 1,1$

In presenza di azioni sismiche la fondazione superficiale deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo SLV adottando i coefficienti parziali sulle resistenze:

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Qualora nel calcolo del carico limite si consideri esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume significativo di terreno allora il coefficiente di resistenza γ_R può essere assunto pari ad 1.8.

Nella verifica a scorrimento è possibile tener conto, nel caso di scavi a sezione obbligata, della resistenza lungo le superfici laterali, nonché della resistenza passiva con un contributo massimo del 50%.

Ai fini delle verifiche di seguito riportate, i contributi sopracitati non sono stati presi in considerazione a favore di sicurezza.

13.2 Calcolo delle Azioni

Dall'analisi strutturale eseguita con fattore di struttura unitario, $q=1.00$, in accordo a quanto riportato al §7.2.5 delle NTC2018, emerge che le sollecitazioni agenti in fondazione sono le seguenti:

FV01 - RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 11	CL	FV0100001A	0	83 di 93

		CARICHI ESTRADOSSO PLATEA				CARICHI INTRADOSSO PLATEA			
		Ecc x	Ecc y	Centrato		Ecc x	Ecc y	Centrato	
P.P	N	38720	38720	38720	[kN]	83720	83720	83720	[kN]
	Vx	0	0	0	[kN]	0	0	0	[kN]
	Vy	0	0	0	[kN]	0	0	0	[kN]
	Mxx	0	0	0	[kNm]	0	0	0	[kNm]
	Myy	0	0	0	[kNm]	0	0	0	[kNm]
SLS	N	54174	54174	63356	[kN]	99174	99174	108356	[kN]
	Vx	0	0	0	[kN]	0	0	0	[kN]
	Vy	0	0	0	[kN]	0	0	0	[kN]
	Mxx	0	22665	0	[kNm]	0	22665	0	[kNm]
	Myy	102713	0	0	[kNm]	102713	0	0	[kNm]
ULS	N	75946	74524	88296	[kN]	136696	135274	149046	[kN]
	Vx	0	0	0	[kN]	0	0	0	[kN]
	Vy	0	0	0	[kN]	0	0	0	[kN]
	Mxx	0	14780	0	[kNm]	0	14780	0	[kNm]
	Myy	154069	0	0	[kNm]	154069	0	0	[kNm]
SLV X	N	46565	46565	48211	[kN]	96785	96785	98431	[kN]
	Vx	32951	32951	32951	[kN]	43391	43391	43391	[kN]
	Vy	9885	9885	9885	[kN]	13017	13017	13017	[kN]
	Mxx	71167	74131	71167	[kNm]	94069	97033	94069	[kNm]
	Myy	254495	233952	233952	[kNm]	330837	310294	310294	[kNm]
SLV Y	N	46565	46565	48211	[kN]	96785	96785	98431	[kN]
	Vx	9885	9885	9885	[kN]	13017	13017	13017	[kN]
	Vy	32951	32951	32951	[kN]	43391	43391	43391	[kN]
	Mxx	234933	233952	233952	[kNm]	311275	310294	310294	[kNm]
	Myy	90728	74131	71167	[kNm]	113630	97033	94069	[kNm]

		CARICHI ESTRADOSSO PLATEA			CARICHI INTRADOSSO PLATEA				
		Ecc x	Ecc y	Centrato	Ecc x	Ecc y	Centrato		
P.P	N	38720	38720	38720	[kN]	83720	83720	83720	[kN]
	Vx	0	0	0	[kN]	0	0	0	[kN]
	Vy	0	0	0	[kN]	0	0	0	[kN]
	Mxx	0	0	0	[kNm]	0	0	0	[kNm]
	Myy	0	0	0	[kNm]	0	0	0	[kNm]
SLS	N	54174	54174	55123	[kN]	99174	99174	100123	[kN]
	Vx	0	0	0	[kN]	0	0	0	[kN]
	Vy	0	0	0	[kN]	0	0	0	[kN]
	Mxx	0	21274	0	[kNm]	0	21274	0	[kNm]
	Myy	105469	2709	0	[kNm]	105469	2709	0	[kNm]
ULS	N	75946	74524	75946	[kN]	136696	135274	136696	[kN]
	Vx	0	0	0	[kN]	0	0	0	[kN]
	Vy	0	0	0	[kN]	0	0	0	[kN]
	Mxx	0	31764	0	[kNm]	0	31764	0	[kNm]
	Myy	157867	3726	0	[kNm]	157867	3726	0	[kNm]
SLV X	N	46565	46565	46565	[kN]	98315	98315	98315	[kN]
	Vx	36569	36569	36569	[kN]	50069	50069	50069	[kN]
	Vy	10971	10971	10971	[kN]	15021	15021	15021	[kN]
	Mxx	78628	81839	78628	[kNm]	104620	107831	104620	[kNm]
	Myy	236769	257312	236769	[kNm]	323407	343950	323407	[kNm]
SLV Y	N	46565	46565	46565	[kN]	98315	98315	98315	[kN]
	Vx	10971	10971	10971	[kN]	15021	15021	15021	[kN]
	Vy	36569	36569	36569	[kN]	50069	50069	50069	[kN]
	Mxx	260374	263585	260374	[kNm]	347012	350223	347012	[kNm]
	Myy	55023	75566	55023	[kNm]	81015	101558	81015	[kNm]

Tabella 4: Sollecitazioni risultanti nella platea di fondazione

Dove le colonne "Eccx", "Eccy", "Centrato" fanno riferimento a tre differenti schemi di carico: eccentrico e centrato.

Alle azioni ad estradosso, nel caso dei carichi SLV, è stato sommato il contributo dell'inerzia della platea:

kh=	0.232	-	
Pp=	45000	kN	
Fh=	10440	kN	
M(Fh)=	10440	kNm	b=H/2=1
Fh*=0.3Fh=	3132	kN	
M(Fh*)=	3132	kNm	b=H/2=1
Fv=	5220	kN	

L'analisi è stata effettuata nelle condizioni più sfavorevoli, ovvero quelle allo SLV con riferimento allo schema di carico "Eccx".

13.3 Risultati Condizione più gravosa: Sisma Y-EccX

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

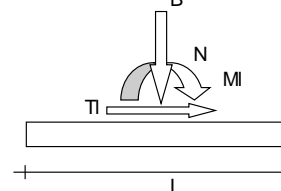
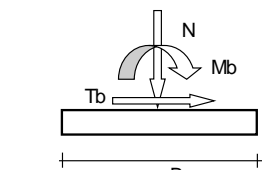
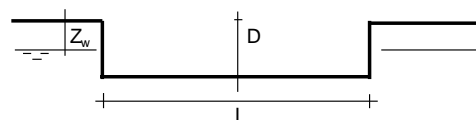
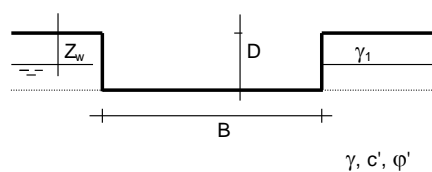
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

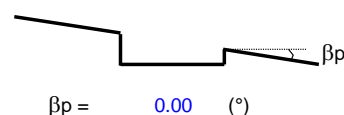
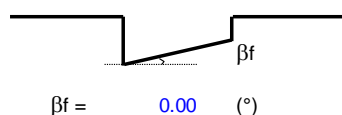
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 18.00 (m)
L = 50.00 (m)
D = 2.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo	
	permanenti	temporanee		
N [kN]	96785		96785	N=N
Mb [kNm]	311275		311275	Mb=Mxx
MI [kNm]	113630		113630	MI=Myy
Tb [kN]	43391		43391	Tb=Vy
Tl [kN]	13017		13017	Tl=Vx
H [kN]	45301	0.00	45301	H

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 19.50 \quad (\text{kN/mc}) & 61850 \text{ kN} & 263 \text{ kN} \\ \gamma &= 19.50 \quad (\text{kN/mc}) & & 235.1711027 \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$	<i>Valori di progetto</i>	$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$
$\varphi' = 35.00 \quad (^\circ)$		$\varphi' = 35.00 \quad (^\circ)$

Profondità della falda

$Z_w = 2.30 \quad (\text{m})$		
$e_B = 3.22 \quad (\text{m})$	$B^* = 11.57 \quad (\text{m})$	
$e_L = 1.17 \quad (\text{m})$	$L^* = 47.65 \quad (\text{m})$	

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 39.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 9.67 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 33.30$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 46.12$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_y = 48.03$$

FV01 - RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 11	CL	FV0100001A	0	87 di 93

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.18$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.17$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.90$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.80 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 73.30 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.20 \quad m = 1.75 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

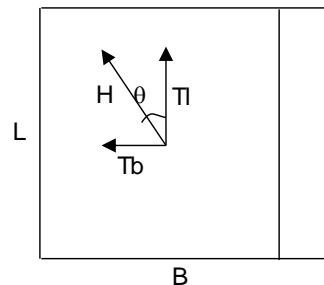
$$i_q = 0.33$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.31$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.18$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.04$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.05$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

FV01 - RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02 R 11	CL	FV0100001A	0	88 di 93

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 825.39 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 175.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 358.86 \geq q = 175.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

2.04 FS

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 45301.45 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\phi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 67769.59 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 61608.72 \geq H_d = 45301.45 \quad (\text{kN})$$

1.36 FS

Si sottolinea che nella formula trinomia sono stati portati in contro anche i coefficienti correttivi per Azione Simcica, determinati secondo la formulazione proposta da Paolucci&Pecker (1997):

tan φ	0.700
kh	0.232
zq	0.869
zg	0.869
zc	0.926

Le verifiche risultano dunque soddisfatte:

		Ecc x	Ecc y	Centrato
SLV X	FS qlim	4.00	4.02	4.10
	FS Scorr	1.36	1.36	1.38
SLV Y	FS qlim	2.04	2.06	2.13
	FS Scorr	1.36	1.36	1.38
SLV U	FS qlim	14.31	14.89	13.78
	FS Scorr	-	-	-

13.4 Verifiche SLE

13.4.1 Calcolo dei Cedimenti primari

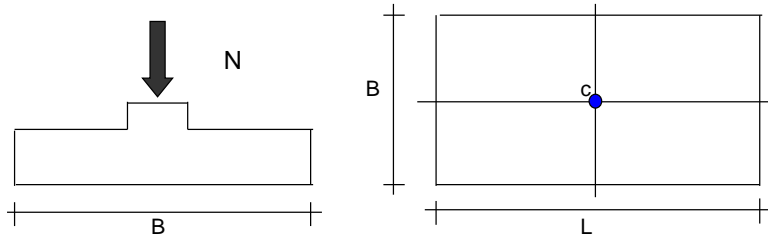
In accordo a quanto previsto dalle NTC2018 §6.4.2.2 è necessario verificare che gli spostamenti determinati nella condizione di carico SLE siano compatibili con i requisiti prestazionali della sovrastruttura.

Con riferimento alla stratigrafia riportata al §6 si determinano nel caso di fondazione rettangolare i cedimenti indotti a partire da quota intradosso fondazione, trascurando a favore di sicurezza il contributo favrevole del terreno rimosso.

La formulazione utilizzata è quella proposta da Poulo&Davis (1974).

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \sum \delta_i = \sum (((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 18.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

L = 50.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)

N = 108356 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 120.40 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))

ns = 6 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Bonifica	1.00	0.0	1.0	0.1	40000	0.30	0.24
2	Dc	1.40	1.0	2.4	0.1	10000	0.30	1.31
3	Dg	2.45	2.4	4.9	0.1	25000	0.30	0.83
4	Dc	2.55	4.9	7.4	0.1	6000	0.30	3.47
5	Dg	2.05	7.4	9.5	0.1	60000	0.30	0.25
6	M _f	30.00	9.5	39.5	0.1	750000	0.30	0.003775

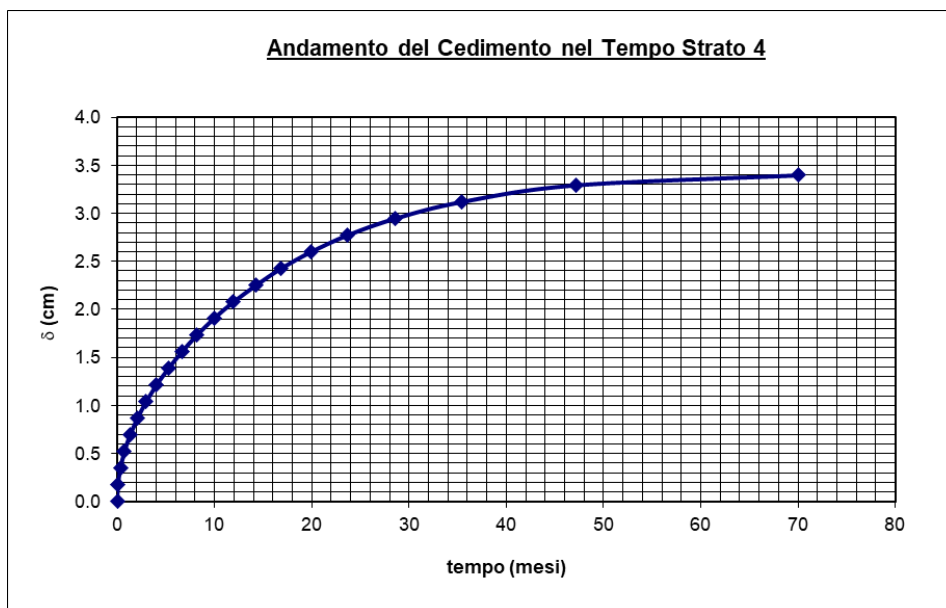
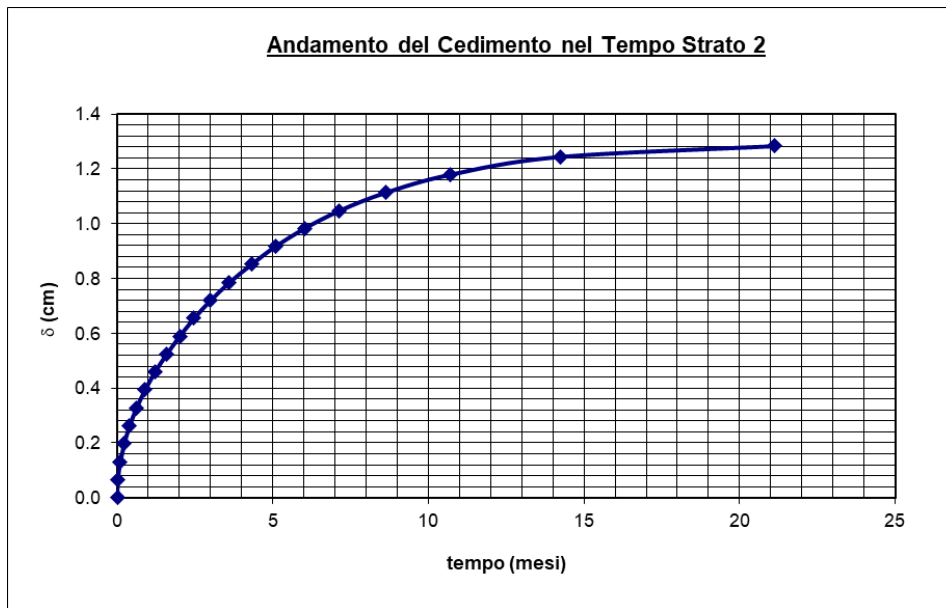
$$\delta_{ctot} = 6.10 \text{ (cm)}$$

$$\delta_{cimm} = 1.31 \text{ (cm)}$$

$$\delta_{ccons} = 4.78 \text{ (cm)}$$

Il cedimento di consolidazione è pari a 4.78cm da attribuire all'unità Dc:

- Strato 2: 1.31cm che si esaurisce complessivamente in circa 20 anni
- Strato 4: 3.47cm che si esaurisce complessivamente in circa 70 anni



Il cedimento di consolidazione ad 1 anno (Tempo della realizzazione della struttura e posa in opera del ballast) è pari a:

- Strato 2: 1.21cm
- Strato 4: 2.08cm

Pertanto il cedimento residuo di consolidazione risulta essere $\delta c=1.49\text{cm}$:

- Strato 2: 0.10cm
- Strato 4: 1.39cm

13.4.2 Calcolo dei Cedimenti secondari

Si considera poi che a partire al 95% del processo di consolidazione cominci il cedimento secondario:

$U_m = 95$ (%) $t = 14.66$ (mesi) $\delta_t = 0.10$ (cm) Strato 2

$U_m = 95$ (%) $t = 48.64$ (mesi) $\delta_t = 1.32$ (cm) Strato 4

Il cedimento di consolidazione residuo al 95% del processo è pressochè esaurito e pari a $\delta c=0.07\text{cm}$ attribuibile al solo strato 4.

Al cedimento di consolidazione va sommato il cedimento secondario nell'intervallo di tempo tra $t=48.64\text{mesi}$ e $t=\text{Vita nominale opera}=75\text{anni}=900\text{mesi}$ – $\Delta t=851\text{mesi}$.

L'evoluzione di questa aliquota di cedimento indicato come cedimento secondario S_s può essere rappresentato mediante la seguente espressione:

$$S_s = c_\alpha H \text{Log}_{10} (t/t_{100})$$

in cui t è il tempo dalla applicazione del carico e t_{100} è il tempo in cui si considera il fenomeno della consolidazione virtualmente concluso. Tale coefficiente di consolidazione secondaria viene determinato dalla curva cedimenti verso il logaritmo del tempo della prova edometrica individuando l'inclinazione del tratto finale rettilineo. Per la determinazione del coefficiente si è fatto riferimento al modulo della prova edometrica emesso dal laboratorio geotecnico ed alla retta dal laboratorio stesso individuata nel diagramma cedimenti tempo relativa al carico più prossimo al carico di preconsolidazione individuato.

Poiché il valore del t_{100} è teoricamente pari ad un tempo infinito a questo si è sostituito nelle analisi il valore t_{95} mentre H rappresenta lo spessore totale dello strato coesivo considerato:

- Strato 2: 0.74cm
- Strato 4: 0.95cm

Pertanto il cedimento a $t=VN=75\text{anni}$ è pari a: $\delta_{\text{tot}}=1.49+0.74+0.95=3.18\text{cm} < 5.00\text{cm}$.