

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01 e s.m.i.

S.O. Corpo Stradale

PROGETTO DEFINITIVO

NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

STAZIONE S. SPIRITO - PALESE

FV01B MURI AD U L=283 da pk 4+850 a 5+133 (Muro ad U di stazione)

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

IADR 00 D 29 CL FV01B0 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione PD per AI	M.Botta <i>M. Botta</i>	SETT '23	A.Santacaterina, A.DiCostanzo <i>A. Santacaterina</i> <i>A. Di Costanzo</i>	SETT '23	G.Dimaggio <i>G. Dimaggio</i>	SETT '23	F.ARDUINI 29/09/2023 ITALEFERR S.p.A. Direzione Tecnica Direzione Centrale Direzione Regionale di Bari

File: IADR00D29CLFV01B0001A

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
3.1	CALCESTRUZZO	6
3.1.1	<i>Calcestruzzo fabbricati</i>	6
3.1.2	<i>Calcestruzzo fondazioni</i>	6
3.2	ACCIAIO.....	7
3.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i>	7
3.2.2	<i>Acciaio per carpenteria metallica</i>	7
4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	8
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	10
6	MODELLAZIONE STRUTTURALE	12
6.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	12
6.2	CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	13
7	ANALISI DEI CARICHI	14
7.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA	14
7.2	CARICHI PERMANENTI.....	14
7.3	SPINTA DEL TERRENO.....	15
7.4	CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO	15
7.5	SOVRACCARICO FABBRICATI - TERRENO A TERGO	17
7.6	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	18
8	COMBINAZIONI DI CARICO	19
9	SOLLECITAZIONI MASSIME DELLE COMBINAZIONI ALLO SLU E VERIFICHE.....	21
9.1	VERIFICA DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE.....	22

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	2 di 52

9.1.1	Verifica a flessione M11.....	22
9.1.2	Verifica a flessione M22.....	26
9.1.3	Verifica a taglio V13.....	29
9.1.4	Verifica a taglio V23.....	31
9.2	VERIFICA DEI PIEDRITTI LATERALI	35
9.2.1	Verifica a flessione M22.....	35
9.2.2	Verifica a flessione M11.....	39
9.2.3	Verifica a taglio V13.....	42
9.2.4	Verifica a taglio V23.....	44
9.3	VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLA FONDAZIONE	47
10	INCIDENZE.....	52

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione viene riportato il dimensionamento del muro ad U di stazione da km 4+850 a 5+133 , relativo al Progetto Definitivo della linea ferroviaria Bari – Barletta, lungo la tratta ferroviaria Bari Nord Santo Spirito – Bari Palese.



Figura 1: Planimetria del tracciato in oggetto - Google Earth.

Il muro in questione verrà realizzato in cemento armato. I piedritti presentano uno spessore variabile, da 1 m a 2.65 m in corrispondenza dell'estradosso della fondazione. La fondazione realizzata in cemento armato presenta uno spessore di 2 m.

In corrispondenza dello spessore massimo dei piedritti, la luce netta è di circa 33 m. Il muro a U si estende per 283 m in direzione parallela ai binari, per l'intera lunghezza della TR03.

Si riporta la planimetria e una sezione trasversale del muro oggetto del presente elaborato.

	<p>NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE</p> <p>PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p>FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:</p>	<p>COMMESSA IADR</p>	<p>LOTTO 00 D 29</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO FV 01 B 0 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 5 di 52</p>

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [3] RFI DTC SI CS MA IFS 001 del 2023 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;
- [4] RFI DTC SI SP IFS 001 del 2023 – “CAPITOLATO GENERALE TECNICO DI APPALTO DELLE OPERE CIVILI”;
- [5] UNI EN 1992-1, Eurocodice 2: “Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;
- [6] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- [7] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nel presente capitolo vengono riportate le principali caratteristiche dei materiali utilizzati per la realizzazione delle strutture.

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 *Calcestruzzo fabbricati*

- Classe di resistenza: C32/40
- Classe minima di consistenza: S3 e S4
- Classe di esposizione: XC4, XS1
- Copriferro minimo: 50 mm
- Diametro massimo inerti: 25mm
- $R_{ck} = 40$ MPa Resistenza cubica caratteristica a compressione
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.2$ N/mm² Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cd} / \gamma_c = 18.81$ N/mm² Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $E_{cm} = 33642.8$ N/mm² Modulo elastico del calcestruzzo.

3.1.2 *Calcestruzzo fondazioni*

- Classe di resistenza C25/30:
- Classe minima di consistenza: S4
- Classe di esposizione: XC2
- Copriferro minimo: 50 mm
- Diametro massimo inerti: 25mm
- $R_{ck} = 30$ MPa Resistenza cubica caratteristica a compressione
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9$ N/mm² Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cd} / \gamma_c = 14.10$ N/mm² Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $E_{cm} = 31447.2$ N/mm² Modulo elastico del calcestruzzo.

3.2 ACCIAIO

3.2.1 *Acciaio per cemento armato*

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- acciaio B450C
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
- modulo elastico $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$

3.2.2 *Acciaio per carpenteria metallica*

- Acciaio S355
- Tensione ultima a rottura $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di calcolo $f_{yd} = 338.1 \text{ N/mm}^2$

	NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE PROGETTO DEFINITIVO					
	FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:	COMMESSA IADR	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV 01 B 0 001	REV. A

4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

L'azione sismica è definita in accordo alle NTC2018, a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sottosuolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell'azione sismica include le ordinate dello spettro di risposta elastico di accelerazione $S_e(T)$ corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per la vita utile della struttura.

In sintesi, la forma degli spettri di risposta di progetto (considerati su sottosuolo rigido di riferimento) è definita dai seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

A seguire vengono definiti, in base alla classificazione dell'opera in progetto, il periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R), e gli stati limite di interesse per il dimensionamento strutturale, arrivando a definire il periodo di ritorno (T_R) corrispondente dell'azione sismica da considerare.

La Vita Nominale V_N di un'opera è definita dalle NTC2018 come il periodo temporale entro cui l'opera stessa può essere usata per lo scopo al quale è destinata purché soggetta alla manutenzione ordinaria.

Nel caso in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, concordemente a quanto riportato nel Manuale di progettazione RFI 2023 (sezione Ponti e Strutture) per opere nuove su infrastrutture a velocità $V < 250 \text{ km/h}$, si considera $V_N = 75$ anni.

Le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita sulla base dell'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico.

Nel caso in esame si assume:

- : Classe d'Uso III ($C_U = 1.5$)

ppertanto l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento pari a:

- $V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni

L'azione sismica di progetto deve essere determinata in funzione della probabilità di superamento P_{VR} dipendente dagli Stati Limite di verifica e correlata a periodo di ritorno (T_R) e periodo di riferimento (V_R) attraverso la seguente formulazione

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

In allegato alle NTC2008, i valori a_g , F_0 e T_c^* sono forniti per ognuno dei 10751 nodi di un reticolo di riferimento che copre il territorio nazionale. I valori corrispondenti a punti intermedi ai nodi di griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti.

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	9 di 52

In accordo con quanto riportato nella relazione geotecnica si considera:

LONGITUDINE	LATITUDINE	STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
16.687340°	41.176847°	SLV	1424	0.135	2.622	0.519

Gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica sono stati valutati sulla base dell'approccio semplificato fornito dalle NTC2018, le quali definiscono un fattore di sito S ($S = S_S * S_T$) di amplificazione sismica come funzione sia della categoria di sottosuolo (S_S), sia dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente S_T). Nel caso in esame, si ha $S_S = 1.6$ (categoria sottosuolo E) e $S_T=1$, pertanto:

$$S = 1.6 * 1 = 1.6$$

In definitiva l'accelerazione massima attesa per il sito di riferimento è pari a:

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
SLV	1424	0.135	1.600	0.217

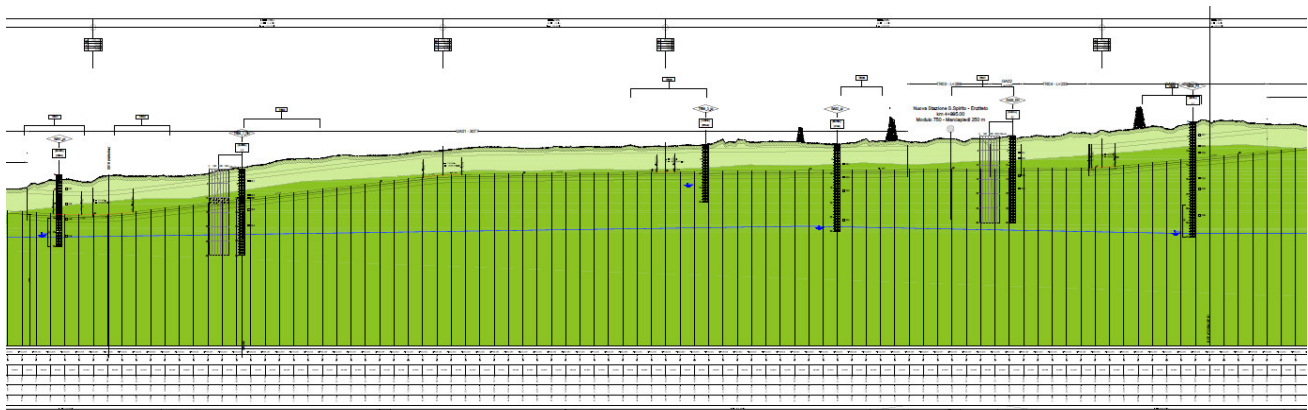
5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nel Profilo Geotecnico, allegati al presente progetto e ai quali si rimanda per le trattazioni di dettaglio. Si riporta a seguire uno stralcio del citato profilo in cui ricade l'opera qui esaminata e la tabella che riassume i parametri geotecnici caratteristici assunti nel calcolo.

Unità Geotecnica	γ	φ'	c'	GSI	σ_{ci}	m_i	E_{op}	k
	(kN/m ³)	(°)	(kPa)		(MPa)		(MPa)	(m/s)
TC	19.0	28-30	0-5				10	
CAL Calt	20.0	35-37	0-10				50	1E-03 ÷ 1E-05
C1a (da inizio a 5+000 da 8+000 a fine)	24.0	43	40	30	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-6
C1b (da 5+500 a 8+000)	24.0	41	20	20	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-6
C2	24.0	43	100	35	70	9	1000	1E-04 ÷ 1E-6

La falda si trova ad una quota di circa 0 m s.l.m. e non interferisce con le opere in progetto.

Il terreno di fondazione di tutte le gallerie è costituito dall'unità C₂.



FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	11 di 52

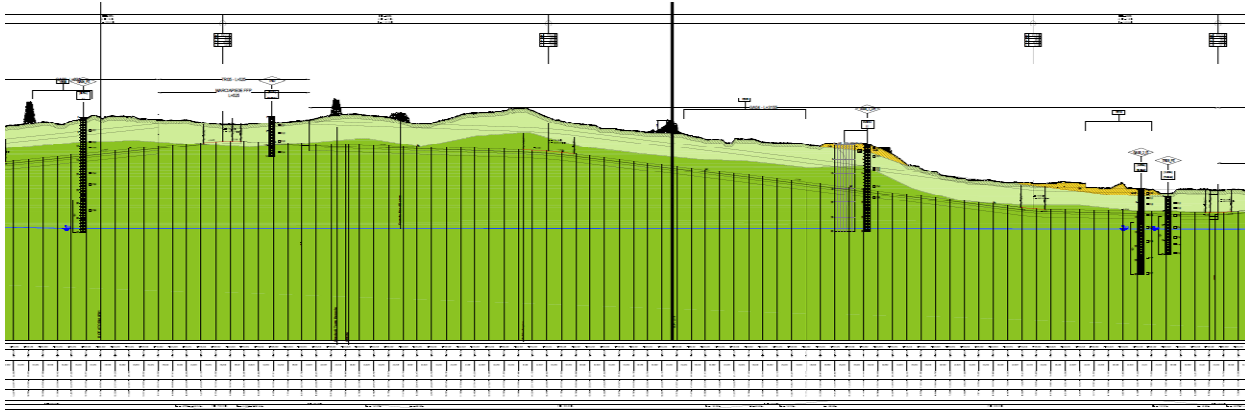


Figura 5-1: profilo geotecnico

6 MODELLAZIONE STRUTTURALE

6.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo del muro a U è stato realizzato attraverso elementi finiti di tipo Shell, associando all'elemento uno spessore congruente a quello di progetto.

Essendo lo spessore dei piedritti variabile in funzione dell'altezza, nel modello è stato assunto lo spessore medio, ovvero 1.825 m. La soletta di fondazione è stata modellata con un elemento di spessore pari a 2 m.

È stata modellata una lunghezza del muro a U pari a 10 m.

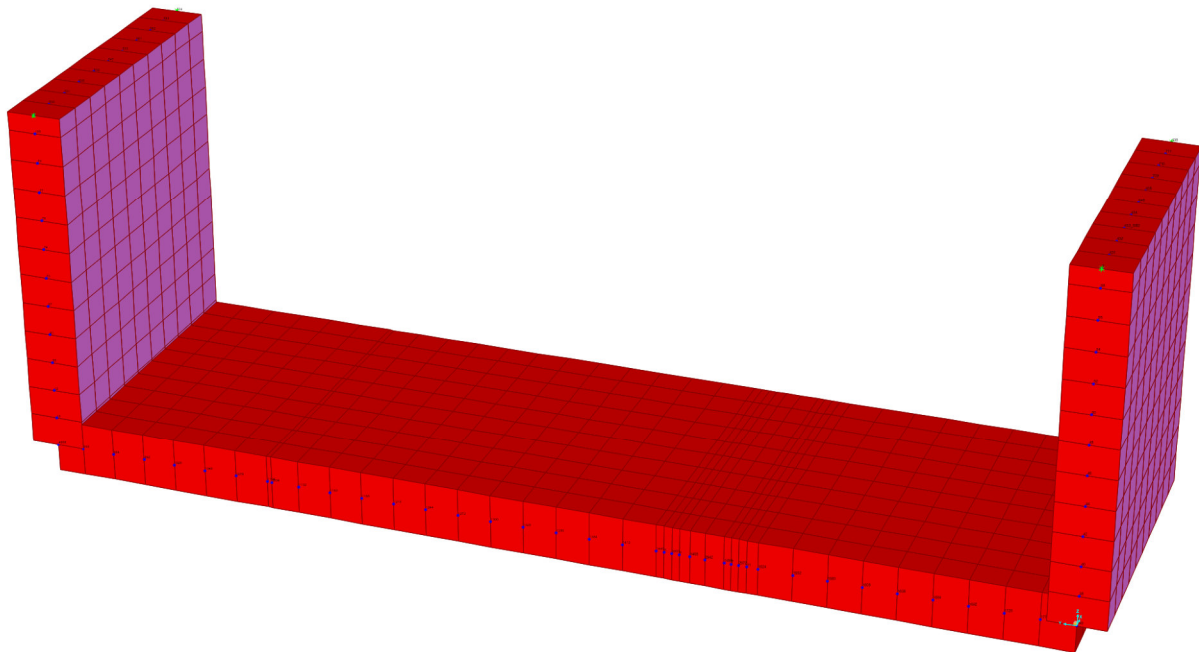


Figura 2: Modello tridimensionale

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE PROGETTO DEFINITIVO					
	FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:	COMMESSA IADR	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV 01 B 0 001	REV. A

6.2 CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Il vincolo esterno è rappresentato dal terreno su cui poggia la soletta di fondo. Per la modellazione dell'interazione tra terreno-soletta di fondo, si è adotta una modellazione alla Winkler. Questo, ci consente di modellare il terreno di fondazione come un letto di molle avente la seguente rigidezza.

Terreno di fondazione

Unità stratigrafica		C2
Angolo di attrito	Φ	43 °
Peso specifico	γ	24 kN/m ³
Modulo elastico	E'	1000000 kPa
Coefficiente di Poisson	ν	0,3
Lato minore della fondazione	B	38,3
Lato maggiore della fondazione	L	25
Rapporto dei lati	L/B	0,652742
Coefficiente adimensionale	c_t	0,625209
Costante di sottofondo	k_w	45891,72 kN/m ³

La costante di sottofondo è stata determinata a partire dall' unità stratigrafica del piano di fondazione attraverso la seguente relazione:

$$\frac{E}{(1-\nu^2) \cdot B \cdot c_t} \quad (\text{formulazione di Vesic, rif. "Fondazioni" – Bowles})$$

dove:

E = modulo elastico del terreno;

ν = coefficiente di Poisson =0.3;

B = larghezza della fondazione;

c_t = fattore di forma, coefficiente adimensionale valutato con la relazione: $c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$ (per $L/B \leq 10$ con L lunghezza singolo concio).

Si assume un terreno di riempimento a tergo degli scavi, ricavato da calcare fratturato. Si assume un $\Phi = 33^\circ$ e un peso specifico di 22 kN/m³.

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

Il peso proprio degli elementi strutturali viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzando un valore del peso specifico pari a 25 kN/m^3 .

7.2 CARICHI PERMANENTI

È stato considerato uno spessore del ballast di 0.80 m , a cui corrisponde un carico di 16 KN/m^2 . Inoltre, a favore di sicurezza, in corrispondenza della banchina è stato considerato un carico di 28 KN/m^2 rappresentativo della banchina e della pensilina.

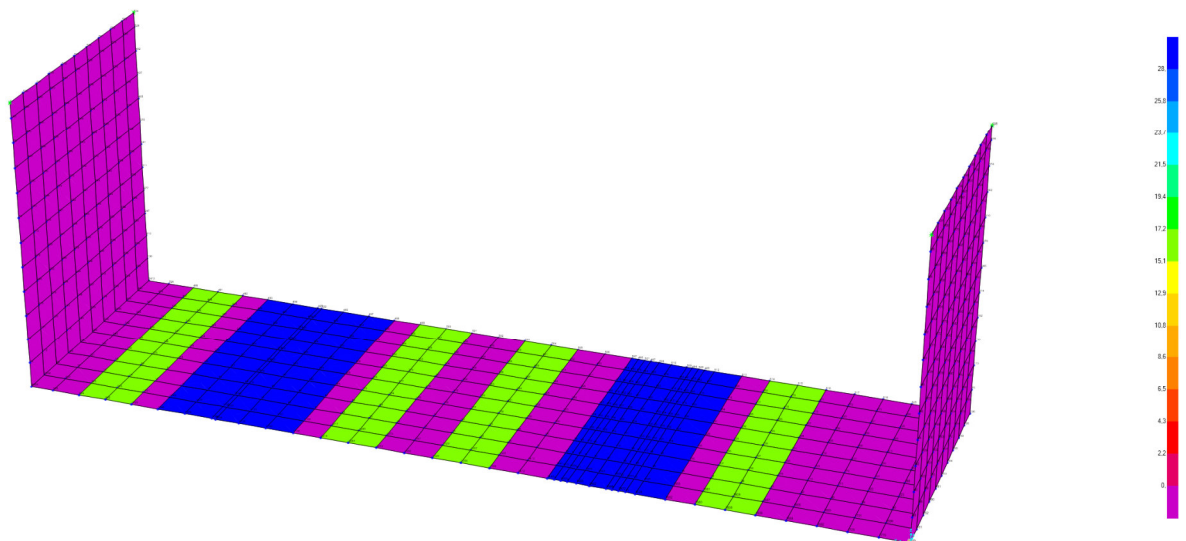


Figura 3: Carichi Permanenti [G2]t

7.3 SPINTA DEL TERRENO

Si assume che il terreno di rinterro abbia un angolo di attrito $\varphi = 33^\circ$, peso di volume $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ e un conseguente coefficiente di spinta a riposo $K_0 = 0.455$.

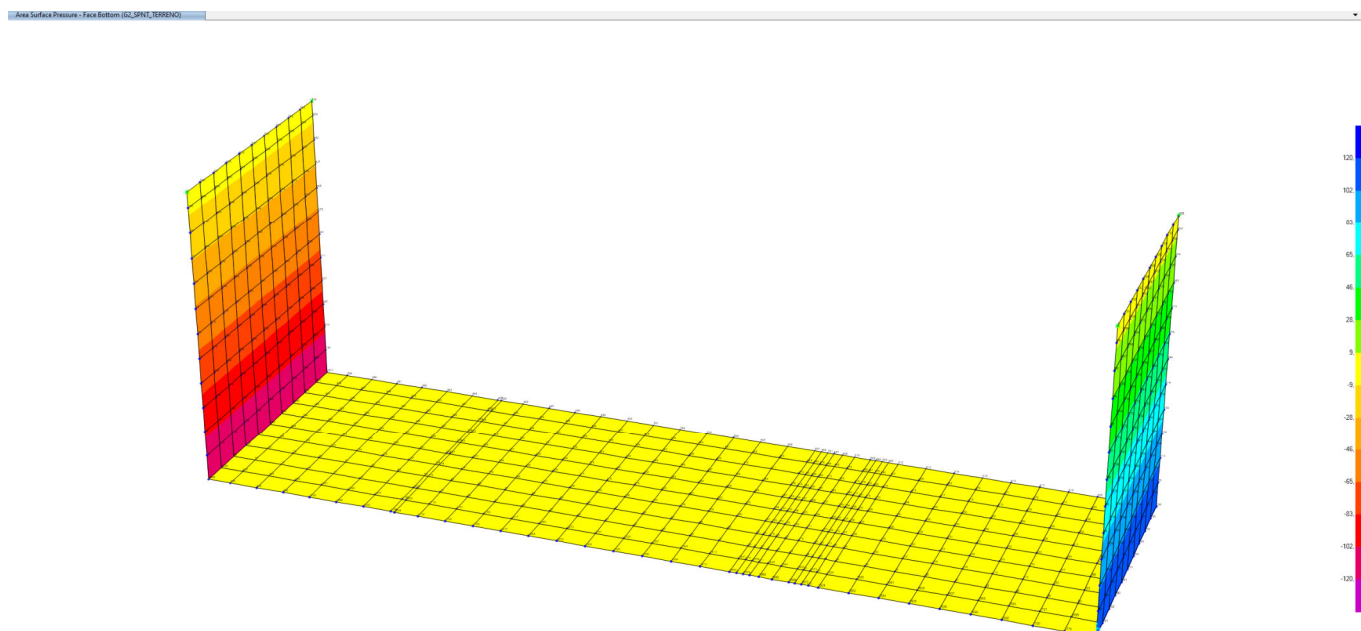


Figura 4: $G_{\text{Spinta del terreno}}$

7.4 CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Il sovraccarico accidentale è costituito dal traffico ferroviario che agisce sulla soletta di fondo. Nel modello di calcolo si applica il carico equivalente verticale dovuto al treno di carico LM71 che schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale ed è costituito da:

- Quattro assi da 250 kN disposti ad un interasse di 1,60 m;
- Carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,80 m dagli assi di estremità e per una lunghezza illimitata.

Il treno di carico LM71 è schematizzato nella figura seguente.

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	16 di 52

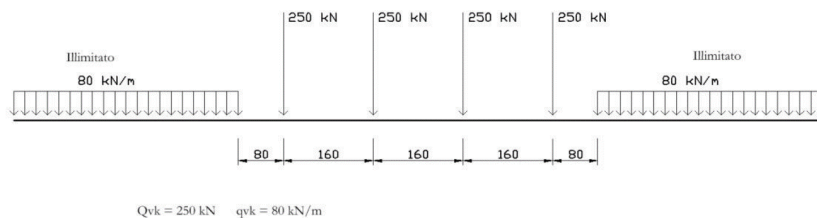


Figura 5: Treno di carico LM71

Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Coefficiente di incremento dinamico	Φ	1,06
Coefficiente di adattamento	α	1,1
Larghezza di diffusione nel ballast	L_{db}	0,2 m
Larghezza di diffusione nel rinterro	L_{dr}	0 m
Larghezza di diffusione nel cls	L_{dc}	2 m
Larghezza trasversale di diffusione del carico	L_{dv}	4,6 m
Carico distribuito per treno LM71	q_1	80 kN/m
Carico concentrato per treno LM71	Q_1	250 kN
Num. carichi concentrati	N_{Q1}	4
Lunghezza applicazione carichi concentrati	$L_{d,Q1}$	6,4 m
Carico ripartito verticale per LM71_distribuito	P_{q1}	20,28 kN/m ²
Carico ripartito verticale per LM71_concentrato	P_{Q1}	39,61 kN/m ²

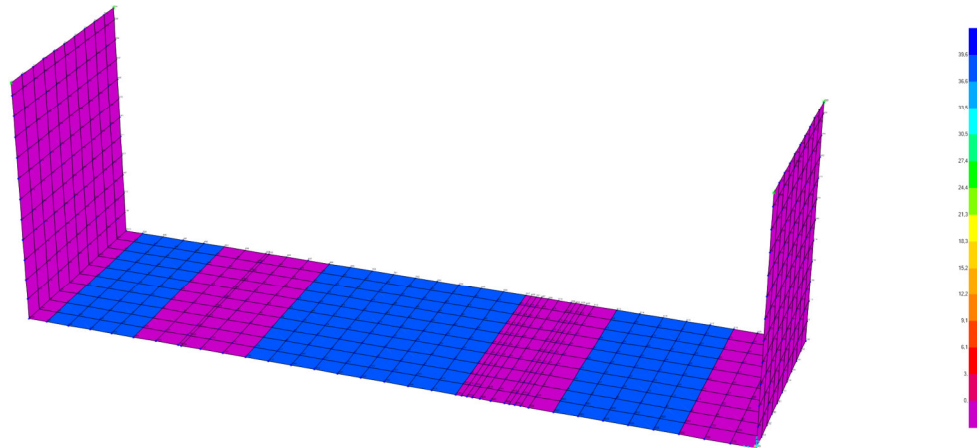


Figura 6: LM71

7.5 SOVRACCARICO FABBRICATI - TERRENO A TERGO

Si assume a favore di sicurezza un sovraccarico a tergo dei muri perimetrali di 10 KN/m^2 . Tale carico determina una spinta pari a 4.55 KN/m^2 .

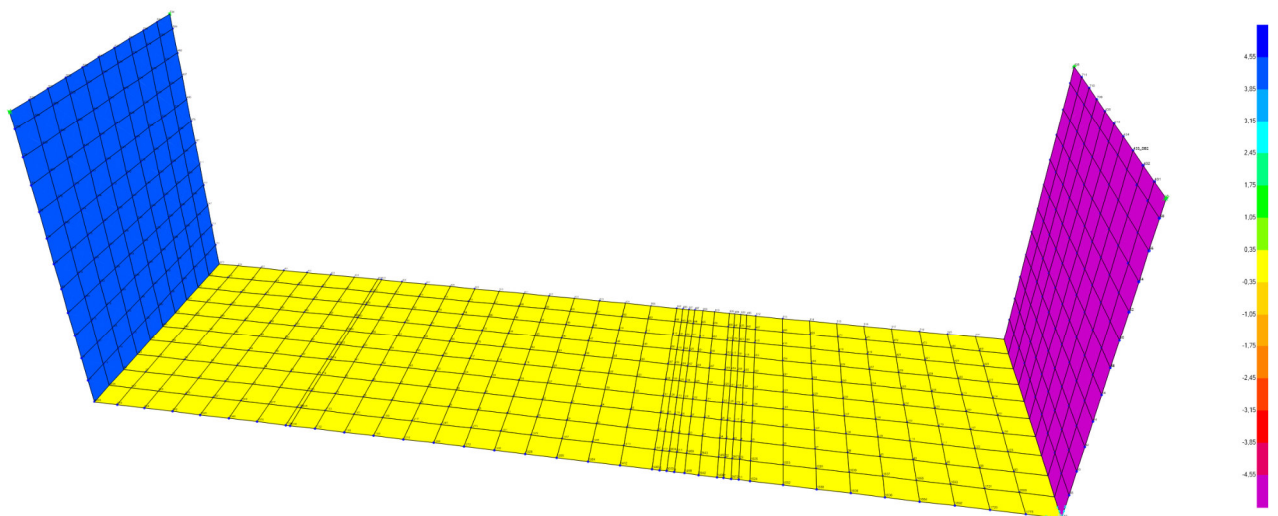


Figura 7: Sovraccarico fabbricati

7.6 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La spinta sismica del terreno è stata valutata con la teoria di Wood.

Parametri sismici di progetto

a_{max} 0,217 g

k_h 0,217

k_v 0,1085

Spinta sul singolo piedritto

Q_w 55,118 kN/m²

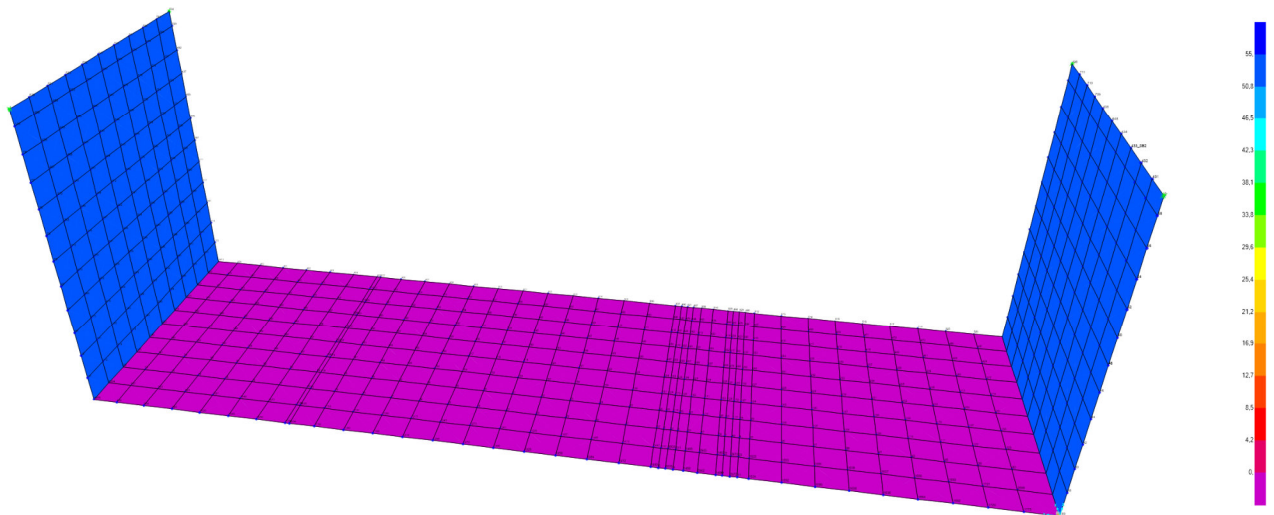


Figura 8: Spinta sismica terreno

Si tiene conto dell'azione sismica agente sui singoli piedritti attraverso l'applicazione di una forza orizzontale pari al prodotto di k_h e il loro peso.

Forza orizzontale sul singolo piedritto

F''_h 9,90 kN/m²

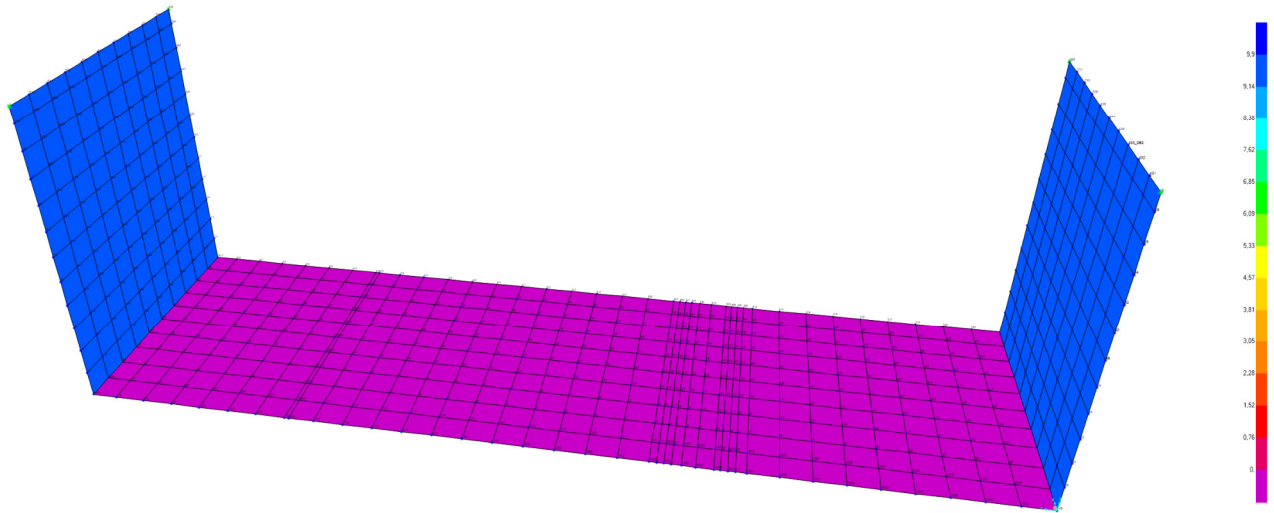


Figura 9: Spinta sismica piedritti

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico utilizzate nella presente analisi sono riportate di seguito.

TABLE: Combination Definitions

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
SLU1	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1,35
SLU1			Linear Static	G1	1,35
SLU1			Linear Static	G2	1,5
SLU1			Linear Static	G2_SPNT_TERRENO	1,5
SLU1			Linear Static	G2_SVRCC_FABBR	1,5
SLU1			Linear Static	Q_LM71	1,5
RAR1	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
RAR1			Linear Static	G1	1
RAR1			Linear Static	G2	1
RAR1			Linear Static	G2_SPNT_TERRENO	1
RAR1			Linear Static	G2_SVRCC_FABBR	1
RAR1			Linear Static	Q_LM71	1
SISM_1Y+0,3X	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	20 di 52

SISM_1Y+0,3X			Linear Static	G1		1
SISM_1Y+0,3X			Linear Static	G2		1
SISM_1Y+0,3X			Linear Static	G2_SPNT_TERRENO		1
SISM_1Y+0,3X			Linear Static	Q_LM71		0,2
SISM_1Y+0,3X			Linear Static	SISM_PIEDRITTI		1
SISM_1Y+0,3X			Linear Static	SISM_SPNT_TERRENO		1
SISM_1X+0,3Y	Linear Add	No	Linear Static	DEAD		1
SISM_1X+0,3Y			Linear Static	G1		1
SISM_1X+0,3Y			Linear Static	G2		1
SISM_1X+0,3Y			Linear Static	G2_SPNT_TERRENO		1
SISM_1X+0,3Y			Linear Static	Q_LM71		0,2
SISM_1X+0,3Y			Linear Static	SISM_PIEDRITTI		0,3
SISM_1X+0,3Y			Linear Static	SISM_SPNT_TERRENO		0,3
SISM_ENV	Envelope	No	Response Combo	SISM_1Y+0,3X		1
SISM_ENV			Response Combo	SISM_1X+0,3Y		1
QP1	Linear Add	No	Linear Static	DEAD		1
QP1			Linear Static	G1		1
QP1			Linear Static	G2		1
QP1			Linear Static	G2_SPNT_TERRENO		1
QP1			Linear Static	G2_SVRCC_FABBR		1
QP1			Linear Static	Q_LM71		0,4
FREQ1	Linear Add	No	Linear Static	DEAD		1
FREQ1			Linear Static	G1		1
FREQ1			Linear Static	G2		1
FREQ1			Linear Static	G2_SPNT_TERRENO		1
FREQ1			Linear Static	G2_SVRCC_FABBR		1
FREQ1			Linear Static	Q_LM71		0,4

9 SOLLECITAZIONI MASSIME DELLE COMBINAZIONI ALLO SLU E VERIFICHE

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime valutate attraverso l'involuppo delle combinazioni di carico analizzate.

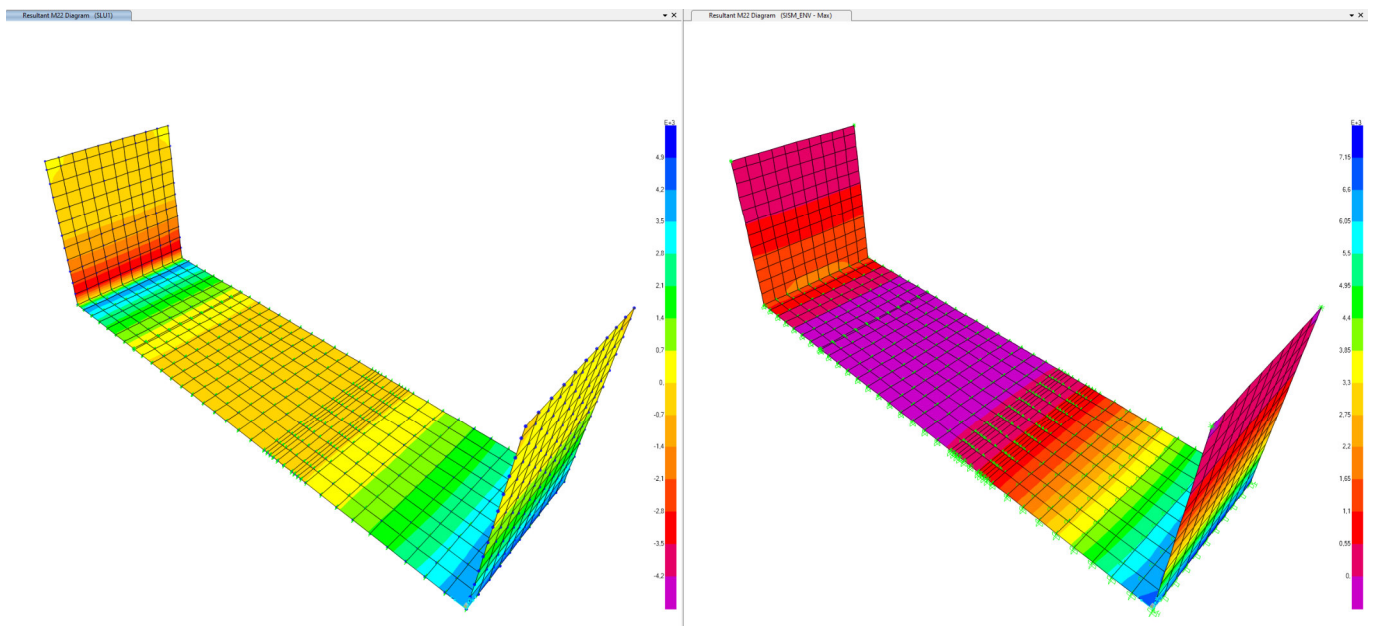


Figura 10: Momento Flettente M22- Involuppo massimo delle combinazioni SLU e SISM

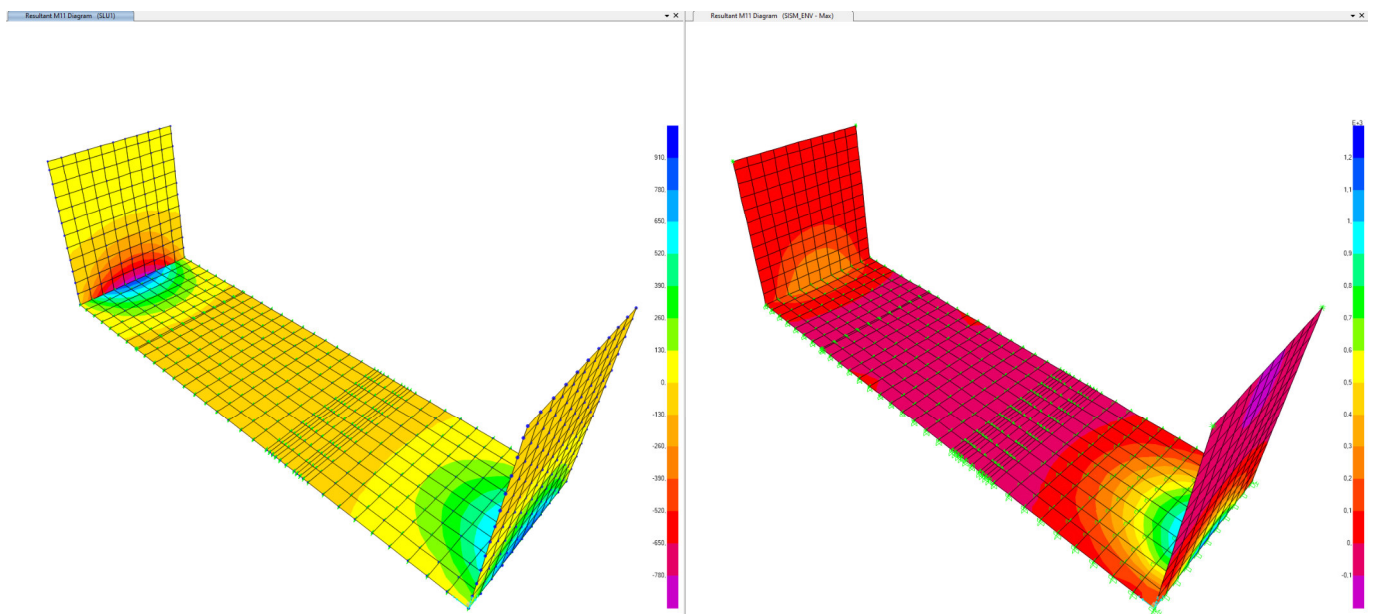


Figura 11: Momento Flettente M11- Involuppo massimo delle combinazioni SLU e SISM

9.1 VERIFICA DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

Si prende in considerazione la sezione trasversale di dimensioni: 1 m x 2.0 m. Si assume la seguente armatura.

Direzione X: $\phi 26/100$ (superiore) e $\phi 26/100 + \phi 26/100$ (inferiore)

Direzione Y: $\phi 26/100$ (superiore) e $\phi 26/100$ (inferiore)

Si prevede, laddove sia necessaria, un'armatura a taglio nella direzione considerata caratterizzata da staffe a quattro braccia, $\phi 12/150$.

9.1.1 Verifica a flessione M11

Il momento resistente sviluppato dalla sezione in direzione x è maggiore rispetto al momento agente di progetto massimo ($M_{11} = -2500$ KNm; $M_{11} = 6800$ KNm). Si escludono i valori di picco misurati nell'ingombro degli elementi.

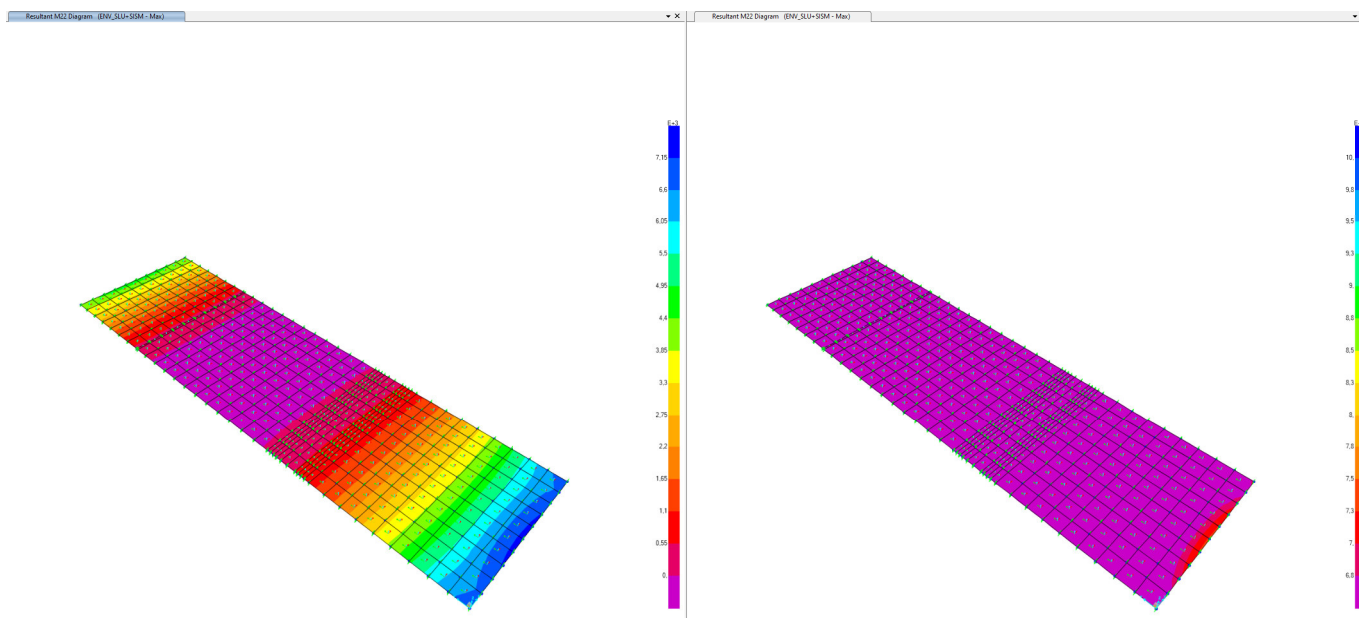


Figura 12: Diagramma di ricoprimento M11. -Involuppo Massimo-ENV_SLU+SISM

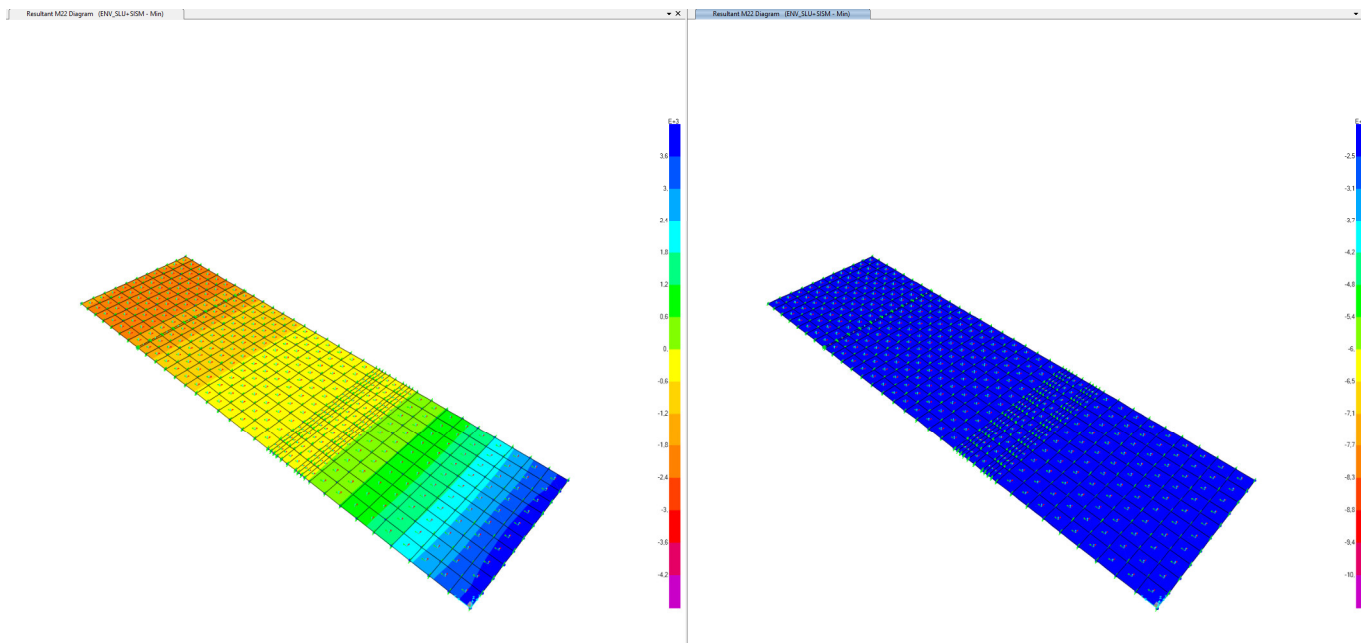


Figura 13: Diagramma di ricoprimento M11.-Inviluppo Minimo-ENV_SLU+SISM

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

NOME SEZIONE: FONDAZIONE_2m

(Percorso File: \\febe\CDG\1_LAVORO\STAZIONI\0_MODELLI DI CALCOLO\0_1_MURO_C_OLD\RC_SEC\FONDAZIONE_2m.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.2 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.60 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	540.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	450.0 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	24 di 52

Modulo Elastico Ef

2000000 daN/cm²

Diagramma tensione-deformaz.:

Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	200.0
3	50.0	200.0
4	50.0	0.0

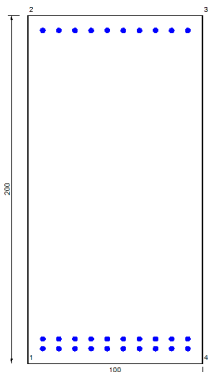
DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.5	8.5	26
2	-41.5	191.5	26
3	41.5	191.5	26
4	41.5	8.5	26
5	-41.5	14.1	26
6	41.5	14.1	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26
3	5	6	8	26



CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	25 di 52

Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	6800.00	0.00
2	0.00	-2500.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	6800.00	0.00	6926.05	1.02	106.2(40.0)
2	S	0.00	-2500.00	0.00	-3717.20	1.49	53.1(40.0)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00090	0.314	-50.0	200.0	0.00077	-41.5	191.5	-0.00196	-41.5	8.5
2	0.00051	0.207	-50.0	0.0	0.00040	-41.5	8.5	-0.00196	-41.5	191.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000014898	-0.002083136	0.314	0.833
2	0.000000000	-0.000012876	0.000509249	0.207	0.700

9.1.2 Verifica a flessione M22

Il momento resistente sviluppato dalla sezione in direzione y è maggiore rispetto al momento agente di progetto massimo ($M_{22} = -150$ KNm; $M_{22} = 1250$ KNm). Si escludono i valori di picco misurati

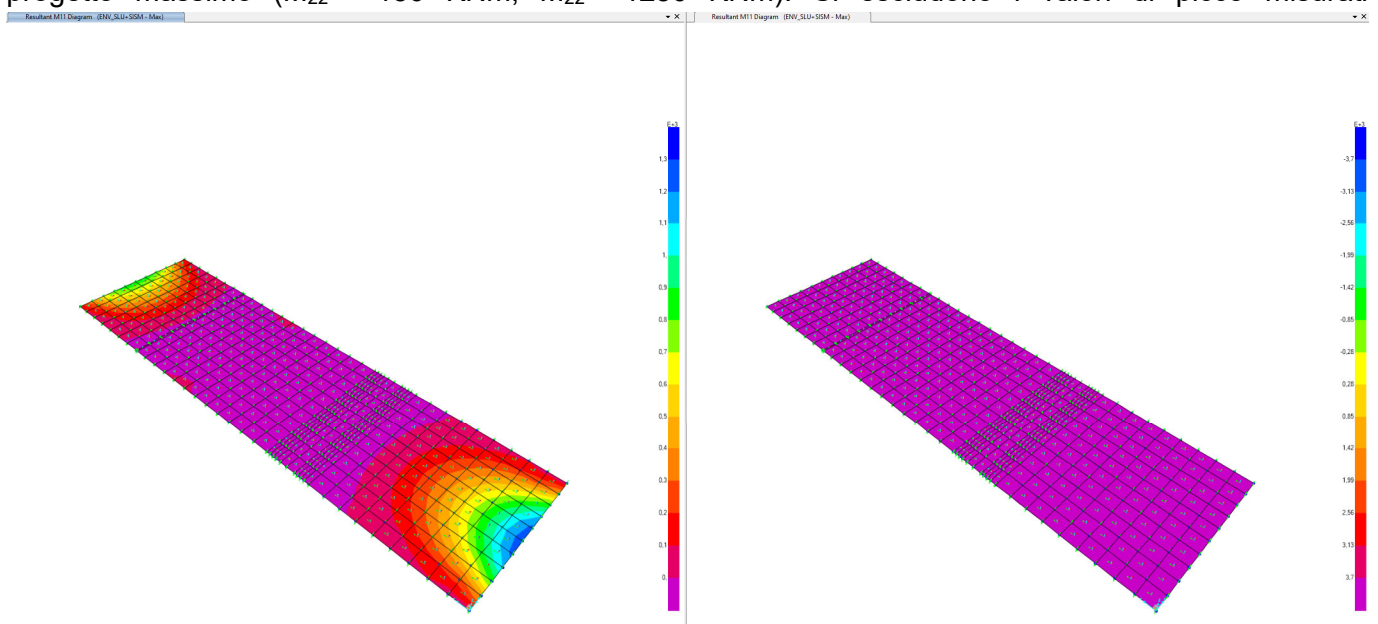


Figura 14: Diagramma di ricoprimento M11. -Involuppo Massimo-ENV_SLU+SISM

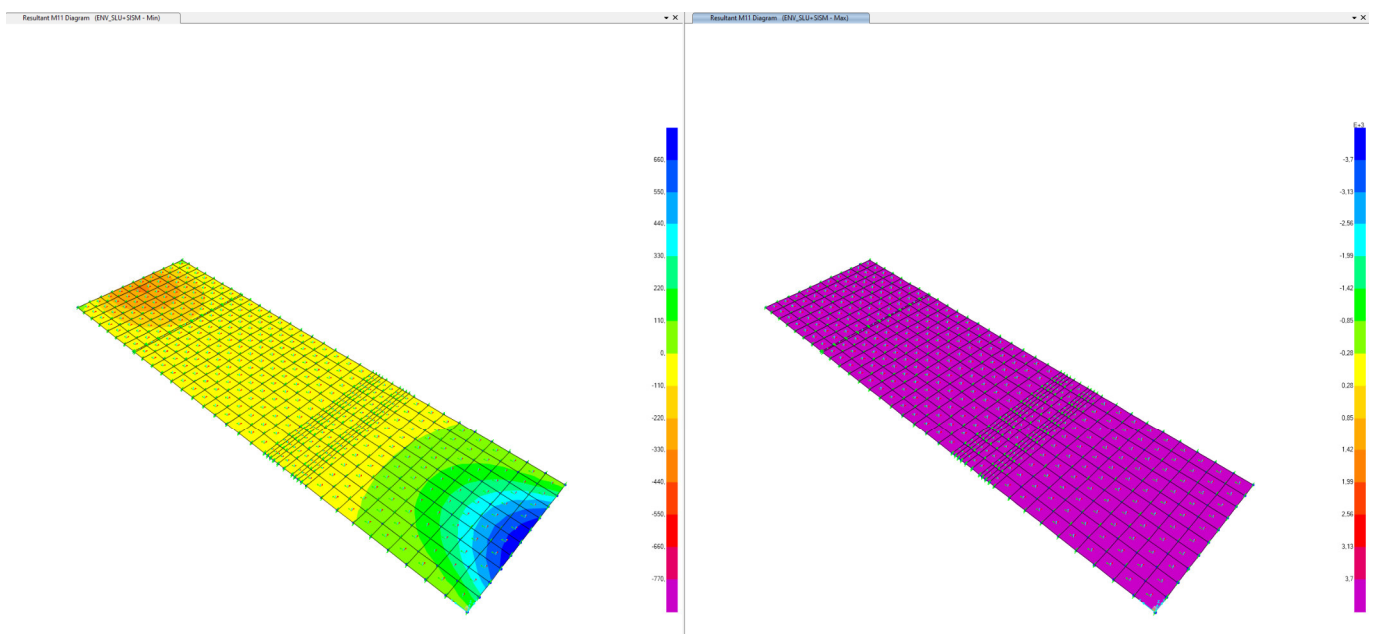


Figura 15: Diagramma di ricoprimento M11. -Involuppo Minimo-ENV_SLU+SISM

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	27 di 52

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

NOME SEZIONE: FONDAZIONE_2m_y

(Percorso File: \\febe\CDG\1_LAVORO\STAZIONI\0_MODELLI DI CALCOLO\0_1_MURO_C_OLD\RC_SEC\FONDAZIONE_2m_y.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.2	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.60	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	540.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	450.0	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	200.0
3	50.0	200.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.5	8.5	26
2	-41.5	191.5	26
3	41.5	191.5	26
4	41.5	8.5	26

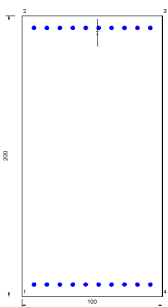
DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	28 di 52

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	8	26
2	1	4	8	26



CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	-150.00	0.00
2	0.00	1250.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.6 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-150.00	0.00	-3701.08	24.67	53.1(40.0)
2	S	0.00	1250.00	0.00	3701.08	2.96	53.1(40.0)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	29 di 52

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00057	0.226	-50.0	0.0	0.00046	-41.5	8.5	-0.00196	-41.5	191.5
2	0.00057	0.226	-50.0	200.0	0.00046	-41.5	191.5	-0.00196	-41.5	8.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000013205	0.000572337	0.226	0.723
2	0.000000000	0.000013205	-0.002068746	0.226	0.723

9.1.3 Verifica a taglio V13

Nella valutazione del taglio sollecitante massimo, si escludono i valori di picco misurati all'interno dell'ingombro degli elementi strutturali. In favore di sicurezza, non si tiene conto dello sforzo normale. Di seguito si riporta il valore del taglio resistente V13, della sezione priva di armatura a taglio.

VERIFICA A TAGLIO

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Sollecitazioni Agenti:		V_{Ed}	450,5 kN	
		N_{Ed}	0 kN	
Calcestruzzo	C25/30	R_{ck}	30 N/mm²	
		f_{ck}	24,9 N/mm²	
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		f_{cd}	14,11 N/mm²	
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		γ_c	1,5	
Altezza sezione		h	2000 mm	
Copriferro		c	83 mm	
Larghezza minima della sezione (in mm)		b_w	1000 mm	
Altezza utile della sezione (in mm)		d	1917 mm	
Area Calcestruzzo		A_c	2000000 mm²	
Armatura longitudinale tesa	n	\varnothing	26 mm	
		A_{sl}	10613,2 mm²	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		ρ_1	0,0055 ≤ 0.02	ok
Tensione media di compressione nella sezione		σ_{cp}	0,0000 ≤ 0.2 f_{cd}	ok
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		k	1,32 ≤ 2	ok
$v_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$		v_{\min}	0,21	
		V_{Rd}	729,75 kN	
Verifica:		$V_{Rd} > V_{Ed}$	VERIFICATA	

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	31 di 52

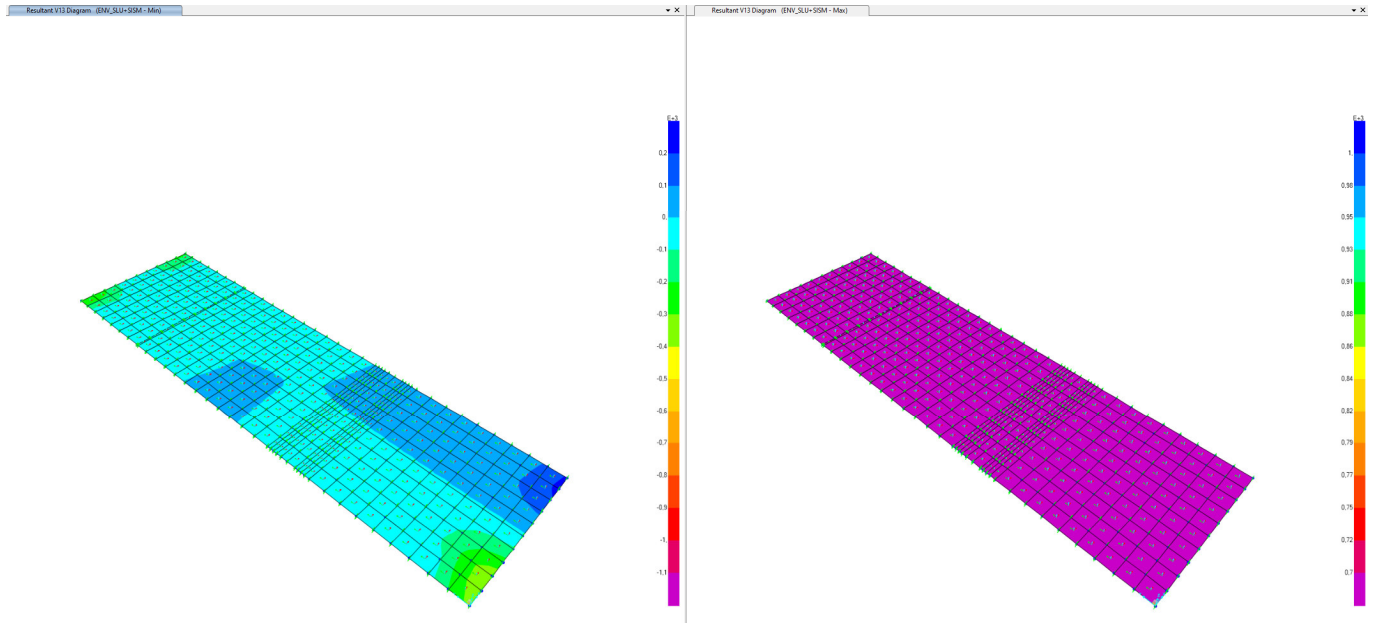


Figura 16:Diagramma di ricoprimento V13

9.1.4 Verifica a taglio V23

Nella valutazione del taglio sollecitante massimo, si escludono i valori di picco misurati all'interno dell'ingombro degli elementi strutturali. In favore di sicurezza, non si tiene conto dello sforzo normale. Di seguito si riporta il valore del taglio resistente V23, della sezione priva di armatura a taglio.

VERIFICA A TAGLIO

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Sollecitazioni Agenti:

V_{Ed}	865 kN
N_{Ed}	0 kN

Calcestruzzo

C25/30

R_{ck}	30 N/mm ²
f_{ck}	24,9 N/mm ²
f_{cd}	14,11 N/mm ²

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

γ_c	1,5
------------	-----

Altezza sezione

h	2000 mm
-----	---------

Copriferro

c	83 mm
-----	-------

Larghezza minima della sezione (in mm)

b_w	1000 mm
-------	---------

Altezza utile della sezione (in mm)

d	1917 mm
-----	---------

Area Calcestruzzo

A_c	2000000 mm ²
-------	-------------------------

Armatura longitudinale tesa

n 10

\emptyset	26 mm
-------------	-------

A_{sl}	5306,6 mm ²
----------	------------------------

Rapporto geometrico di armatura longitudinale

ρ_1	$0,0028 \leq 0,02$	ok
----------	--------------------	----

Tensione media di compressione nella sezione

σ_{cp}	$0,0000 \leq 0,2 f_{cd}$	ok
---------------	--------------------------	----

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

k	$1,32 \leq 2$	ok
-----	---------------	----

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

v_{\min}	0,21
------------	------

V_{Rd}	579,20 kN
----------	-----------

Verifica:

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

NON VERIFICATA

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	33 di 52

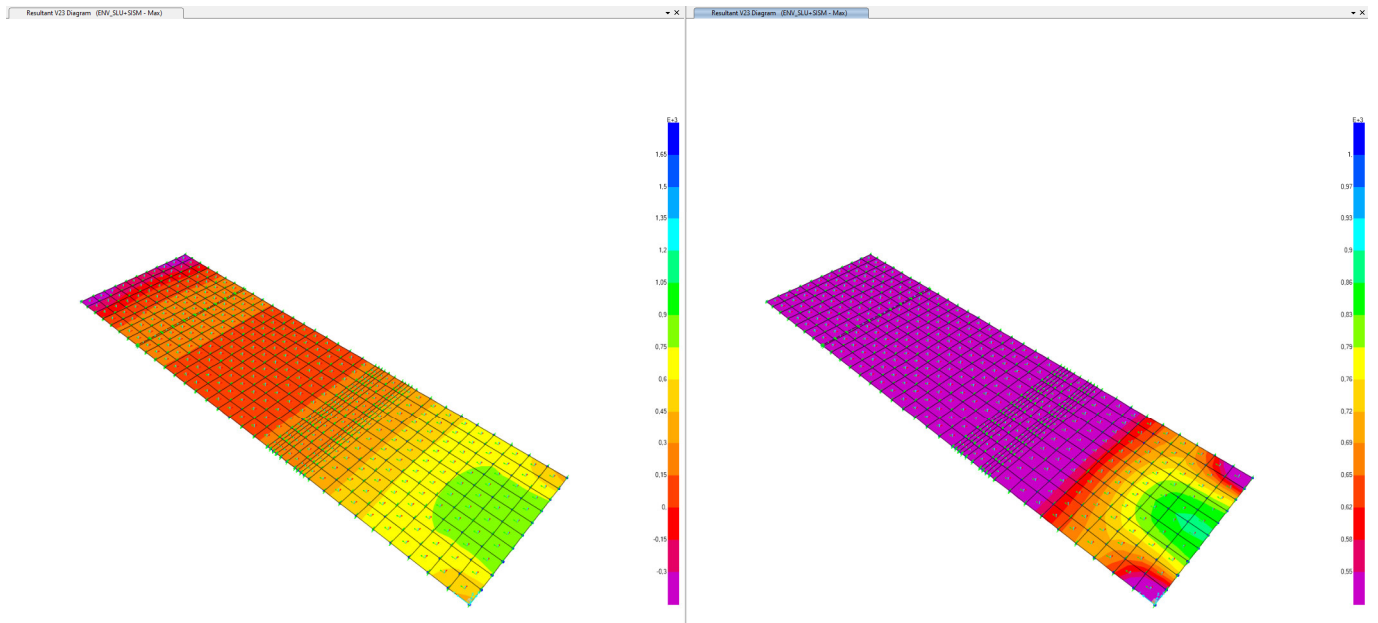


Figura 17: Diagramma di ricoprimento V23

Nelle aree locali, dove non è soddisfatta la condizione di verifica, si assume un'armatura specifica per il taglio (staffe a 2 braccia $\phi 12/150$).

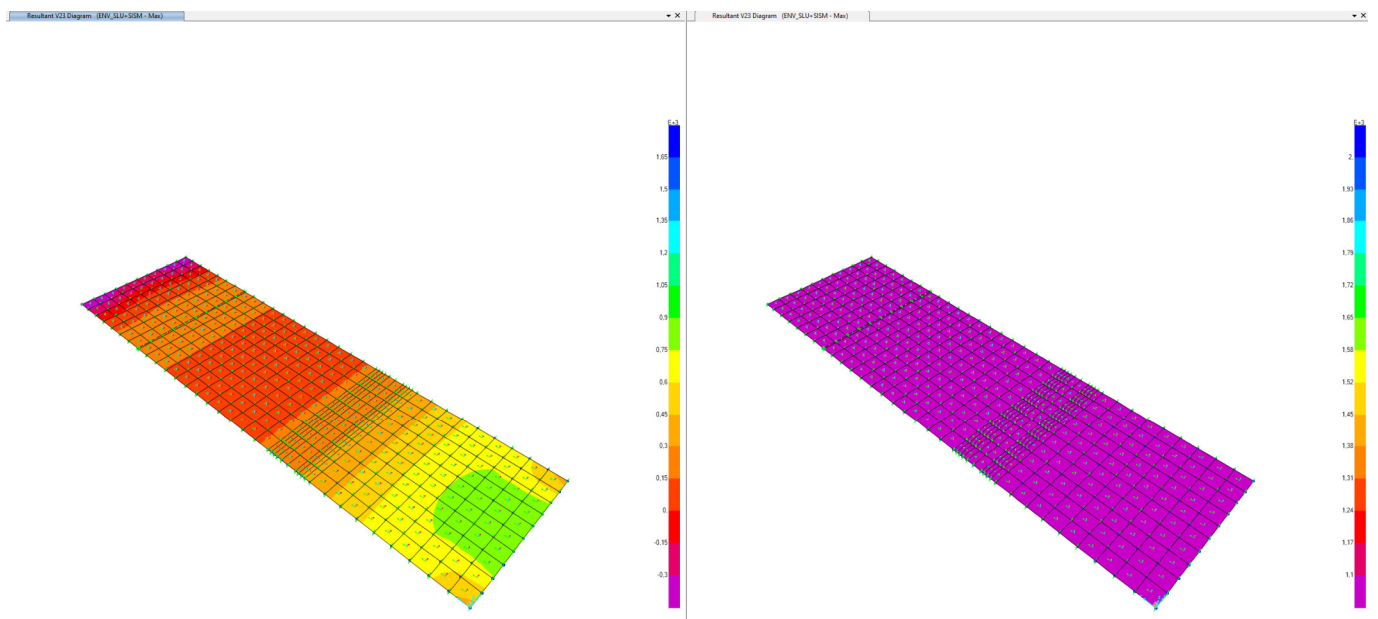


Figura 18: Diagramma ricoprimento V23

Verifica elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

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

Acciaio	B 450 C	f_{yd}	391,3 N/mm²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio		γ_s	1,15
Inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave		θ	45 ° 0,79 rad
diametro staffe		\emptyset	12 mm
numero bracci staffe		n	2
Area dell'armatura trasversale		A_{sw}	226,19 mm ²
Interasse tra due armature trasversali consecutive		s	150 mm
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale		α	90 ° 1,57 rad
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima		f'_{cd}	7,06 N/mm ²
Coefficiente maggiorativo		α_c	1
		V_{Rsd}	1018,04 kN
		V_{Rcd}	6086,00 kN
		V_{Rd}	1018,04 kN
Verifica:		$V_{Rd} > V_{Ed}$	VERIFICATA

9.2 VERIFICA DEI PIEDRITTI LATERALI

Si prende in considerazione la sezione trasversale maggiormente sollecitata di dimensioni: 1 m x 2.65 m. Si assume un'armatura superiore e inferiore simmetrica, sia nella direzione longitudinale sia in quella trasversale.

Direzione Z: $\phi 26/100$ (superiore) e $\phi 26/100 + \phi 26/200$

Direzione X: $\phi 26/100$ (superiore) e $\phi 26/100$ (inferiore)

Si prevede, laddove sia necessaria, un'armatura a taglio nella direzione considerata caratterizzata da staffe a quattro braccia, $\phi 12/100$. (vedi paragrafo relativo alla verifica a taglio).

9.2.1 Verifica a flessione M22

Il momento resistente sviluppato dalla sezione in direzione x è maggiore rispetto al momento agente di progetto massimo ($M_{22} = -1000$ KNm; $M_{22} = 7000$ KNm). Si escludono i valori di picco misurati nell'ingombro degli elementi.

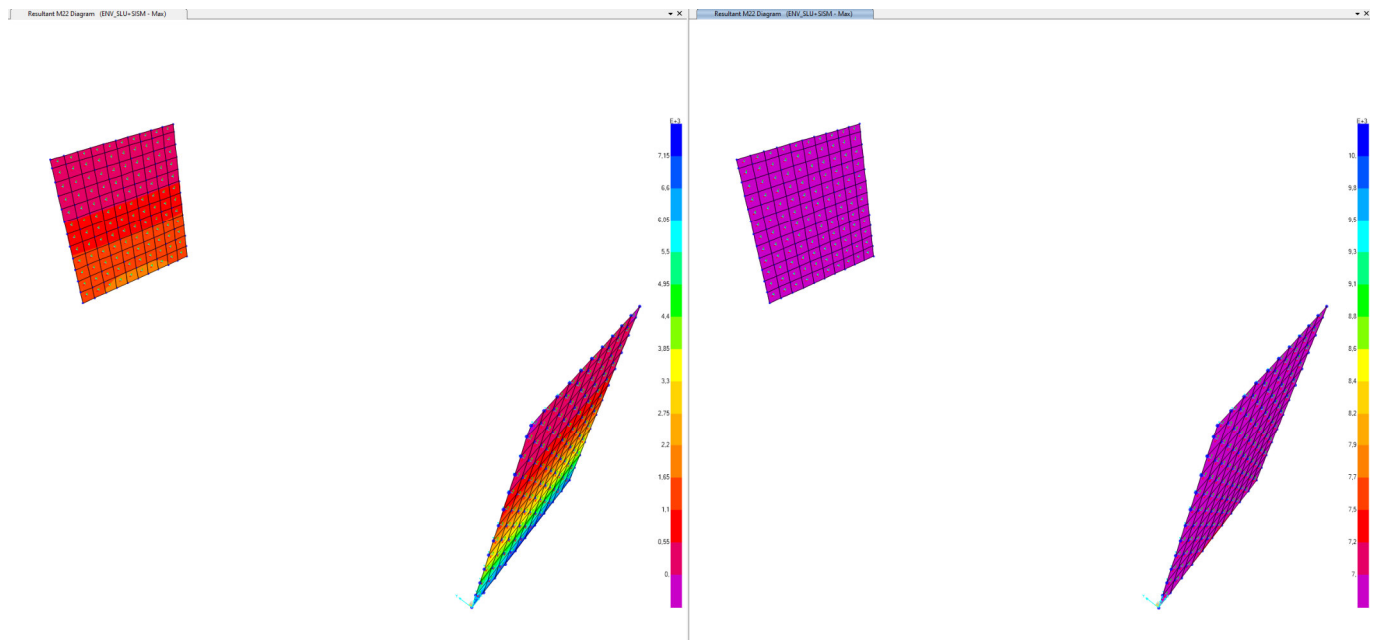


Figura 19: Diagramma di ricoprimento M11. -Inviluppo Massimo-ENV_SLU+SISM

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	36 di 52

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

NOME SEZIONE: piedritti_265cm_z

(Percorso File: \\febe\CDG\1_LAVORO\STAZIONI\0_MODELLI DI CALCOLO\0_1_MURO_C_OLD\RC_SEC\piedritti_265cm_z.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Resistenze in campo sostanzialmente elastico
 Tipologia sezione: Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Tipo di sollecitazione: Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40
 Resis. compr. di progetto fcd: 18.8 MPa
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec: 33642.8 MPa
 Resis. media a trazione fctm: 3.10 MPa

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 450.0 MPa
 Resist. caratt. rottura ftk: 540.0 MPa
 Resist. snerv. di progetto fyd: 391.3 MPa
 Resist. ultima di progetto ftd: 450.0 MPa
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	265.0
3	50.0	265.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.5	8.5	26
2	-41.5	256.5	26
3	41.5	256.5	26
4	41.5	8.5	26
5	-41.5	14.1	26
6	41.5	14.1	26

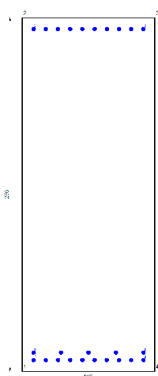
DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	37 di 52

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26
3	5	6	3	26



CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	7000.00	0.00
2	0.00	-2500.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	7000.00	0.00	7325.26	1.05	79.6(53.0)

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	38 di 52

2	S	0.00	-2500.00	0.00	-5041.07	2.02	53.1(53.0)
---	---	------	----------	------	----------	------	------------

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00054	0.218	-50.0	265.0	0.00046	-41.5	256.5	-0.00196	-41.5	8.5
2	0.00041	0.172	-50.0	0.0	0.00033	-41.5	8.5	-0.00196	-41.5	256.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000009749	-0.002039367	0.218	0.712
2	0.000000000	-0.000009217	0.000407644	0.172	0.700

9.2.2 Verifica a flessione M11

Il momento resistente sviluppato dalla sezione in direzione z è maggiore rispetto al momento agente di progetto massimo ($M_{11} = -800$ KNm; $M_{11} = 1000$ KNm). Si escludono i valori di picco misurati nell'ingombro degli elementi.

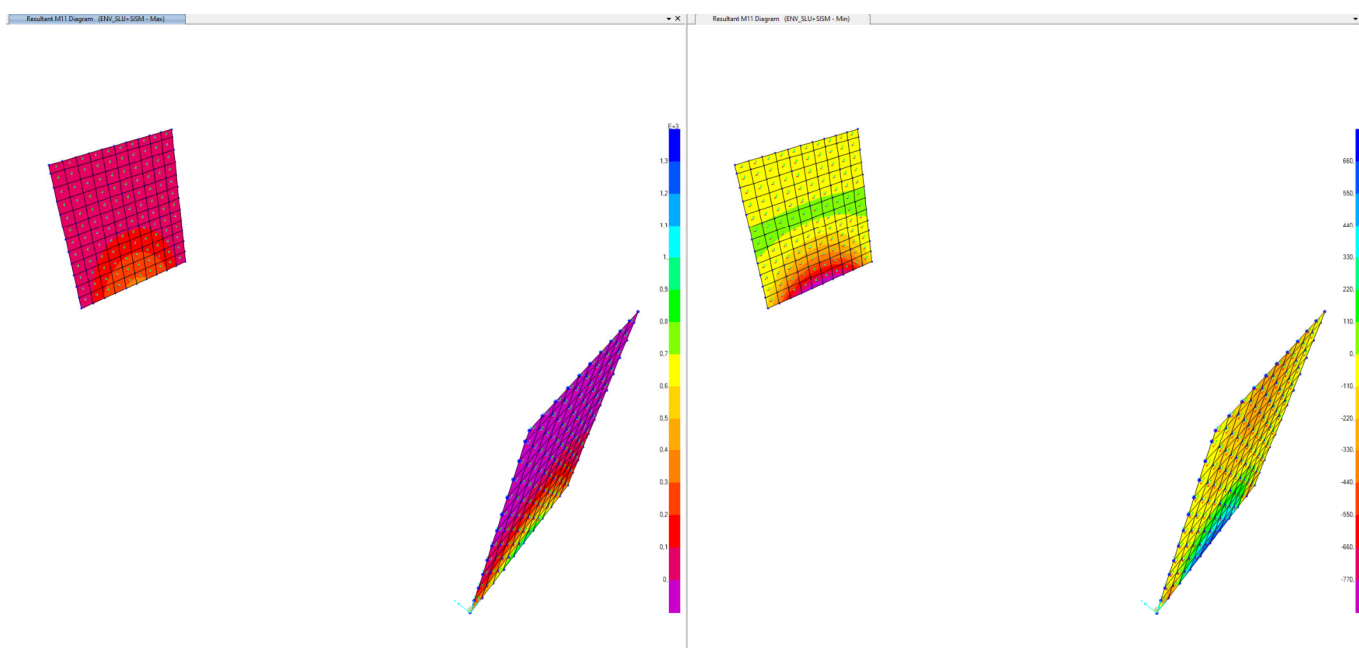


Figura 20: Diagrammi di ricoprimento M22. Involuppo max(dx) e min (sx)- ENV_SLU+SISM

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

NOME SEZIONE: piedritti_265cm_z

(Percorso File: \\febel\CDG\I1_LAVORO\STAZIONI\0_MODELLI DI CALCOLO\0_1_MURO_C_OLD\RC_SEC\piedritti_265cm_z.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	40 di 52

Modulo Elastico Normale Ec: 33642.8 MPa
Resis. media a trazione fctm: 3.10 MPa

ACCIAIO - Tipo: B450C
Resist. caratt. snervam. fyk: 450.0 MPa
Resist. caratt. rottura ftk: 540.0 MPa
Resist. snerv. di progetto fyd: 391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd: 450.0 MPa
Deform. ultima di progetto Epu: 0.068
Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

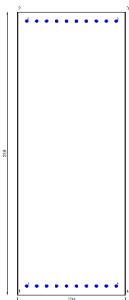
Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	265.0
3	50.0	265.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.5	8.5	26
2	-41.5	256.5	26
3	41.5	256.5	26
4	41.5	8.5	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE



N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	41 di 52

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	-800.00	0.00
2	0.00	1000.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.6 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-800.00	0.00	-5031.09	6.29	53.1(53.0)
2	S	0.00	1000.00	0.00	5031.09	5.03	53.1(53.0)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00043	0.179	-50.0	0.0	0.00035	-41.5	8.5	-0.00196	-41.5	256.5
2	0.00043	0.179	-50.0	265.0	0.00035	-41.5	256.5	-0.00196	-41.5	8.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	42 di 52

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000009289	0.000426238	0.179	0.700
2	0.000000000	0.000009289	-0.002035460	0.179	0.700

9.2.3

Verifica a taglio V13

Nella valutazione del taglio sollecitante massimo, si escludono i valori di picco misurati all'interno dell'ingombro degli elementi strutturali. In favore di sicurezza, non si tiene conto dello sforzo normale. Di seguito si riporta il valore del taglio resistente V13, della sezione priva di armatura a taglio.

VERIFICA A TAGLIO			
Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.			
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$			
$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Sollecitazioni Agenti:	V_{Ed}	600 kN	
	N_{Ed}	0 kN	
Calcestruzzo	C32/40	R_{ck}	40 N/mm ²
		f_{ck}	33,2 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		f_{cd}	18,81 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		γ_c	1,5
Altezza sezione		h	2000 mm
Copriferro		c	83 mm
Larghezza minima della sezione (in mm)		b_w	1000 mm
Altezza utile della sezione (in mm)		d	1917 mm
Area Calcestruzzo		A_c	2000000 mm ²
Armatura longitudinale tesa	n	10	\emptyset 26 mm
		A_{sl}	5306,6 mm ²
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		ρ_1	0,0028 ≤ 0.02 ok
Tensione media di compressione nella sezione		σ_{cp}	0,0000 ≤ 0.2 f_{cd} ok
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		k	1,32 ≤ 2 ok
$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$		v_{\min}	0,24
		V_{Rd}	637,49 kN
Verifica:	$V_{Rd} > V_{Ed}$		VERIFICATA

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	43 di 52

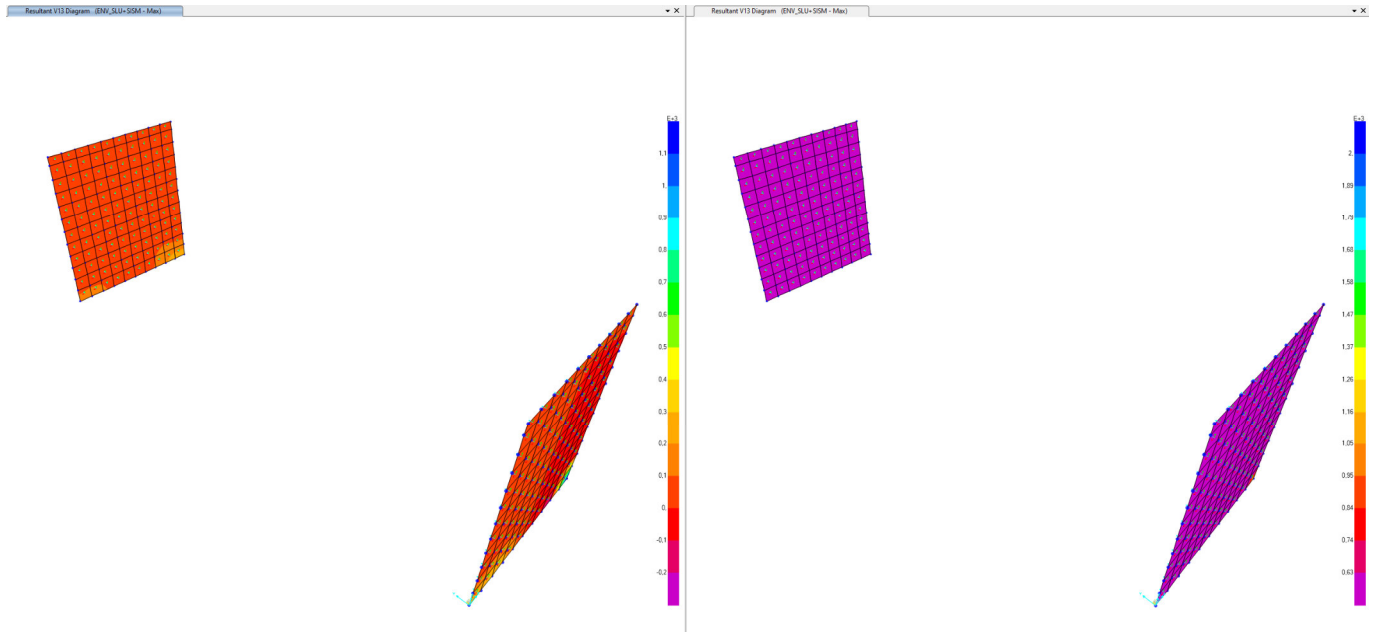


Figura 21:Diagramma di ricoprimento V13

9.2.4 Verifica a taglio V23

Nella valutazione del taglio sollecitante massimo, si escludono i valori di picco misurati all'interno dell'ingombro degli elementi strutturali. In favore di sicurezza, non si tiene conto dello sforzo normale. Di seguito si riporta il valore del taglio resistente V23, della sezione priva di armatura a taglio.

VERIFICA A TAGLIO			
Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.			
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ $V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Sollecitazioni Agenti:	V_{Ed}	1500 kN	
	N_{Ed}	0 kN	
Calcestruzzo	C32/40	R_{ck}	40 N/mm ²
		f_{ck}	33,2 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo		f_{cd}	18,81 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo		γ_c	1,5
Altezza sezione		h	2000 mm
Copriferro		c	83 mm
Larghezza minima della sezione (in mm)		b_w	1000 mm
Altezza utile della sezione (in mm)		d	1917 mm
Area Calcestruzzo		A_c	2000000 mm ²
Armatura longitudinale tesa	n	15	\emptyset 26 mm
		A_{sl}	7959,9 mm ²
Rapporto geometrico di armatura longitudinale		ρ_1	0,0042 ≤ 0.02 ok
Tensione media di compressione nella sezione		σ_{cp}	0,0000 ≤ 0.2 f_{cd} ok
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		k	1,32 ≤ 2 ok
$v_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$		v_{\min}	0,24
		V_{Rd}	729,75 kN
Verifica:	$V_{Rd} > V_{Ed}$		NON VERIFICATA

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	45 di 52

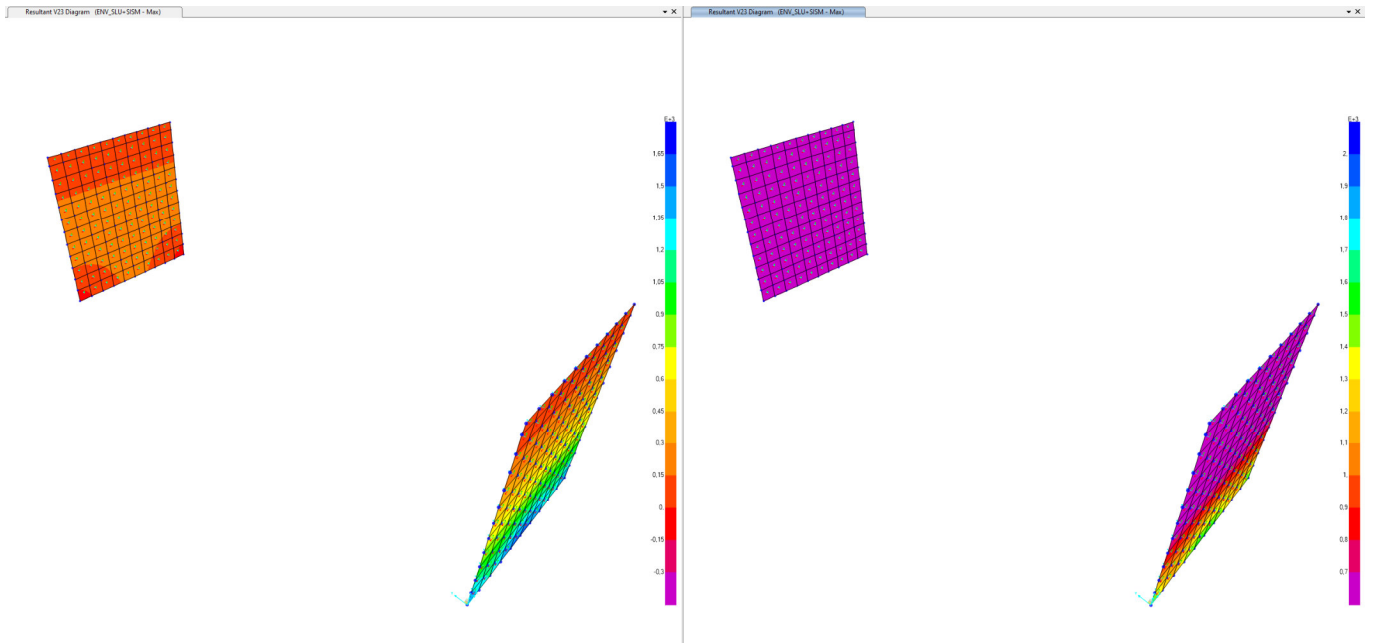


Figura 22: Diagramma di ricoprimento $V23_{RD} = 630 \text{ KN}$

Nelle aree locali, dove non è soddisfatta la condizione di verifica, si assume un'armatura specifica per il taglio (staffe a 2 braccia $\phi 12/100$).

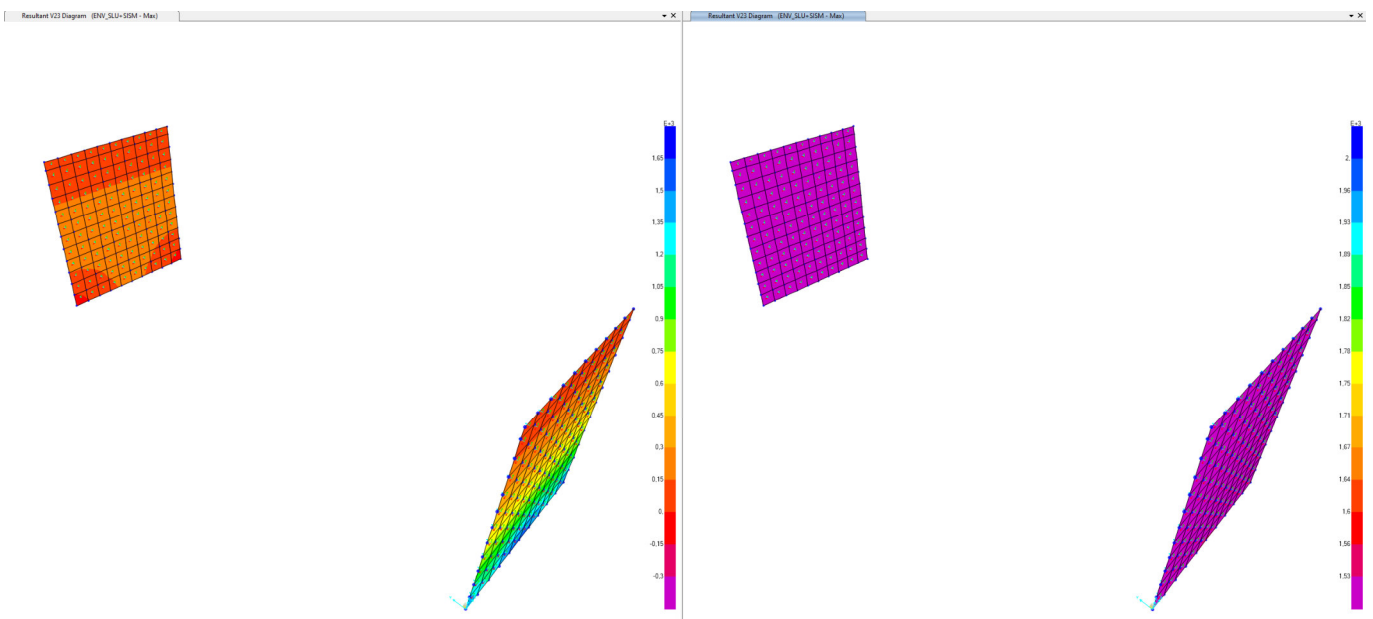


Figura 23: Diagramma ricoprimento $V23$

Verifica elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$$

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

Acciaio	B 450 C	f_{yd}	391,3 N/mm²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio		γ_s	1,15
Inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave		θ	45 °
diametro staffe		\emptyset	0,79 rad 12 mm
numero bracci staffe		n	2
Area dell'armatura trasversale		A_{sw}	226,19 mm ²
Interasse tra due armature trasversali consecutive		s	100 mm
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale		α	90 ° 1,57 rad
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima		f'_{cd}	9,41 N/mm ²
Coefficiente maggiorativo		α_c	1
		V_{Rsd}	1527,06 kN
		V_{Rcd}	8114,66 kN
		V_{Rd}	1527,06 kN
Verifica:		$V_{Rd} > V_{Ed}$	VERIFICATA

9.3 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLA FONDAZIONE

Si utilizza l'approccio 2 (A1+M1+R3)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Sono state calcolate le sollecitazioni massime agenti nel baricentro della platea, derivanti dall'analisi del modello di calcolo dove la fondazione è stata modellata attraverso elementi bidimensionali.

Cambiando di segno ai valori dalle reazioni vincolari nei nodi delle shell si ottengono le azioni che sollecitano la platea. Tali azioni sono state ricondotte alle azioni agenti nel baricentro di essa, ottenendo i seguenti valori con cui si effettua la verifica a capacità portante.

	N	Tx	Ty	My	Mx
	KN	KN	KN	kNm	kNm
ENV_MAX	-53096,3	0	0	-1,29319E-12	-20784,9

Di seguito le verifiche condotte.

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 ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

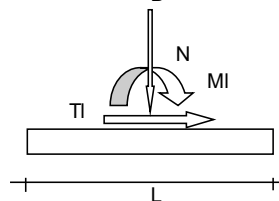
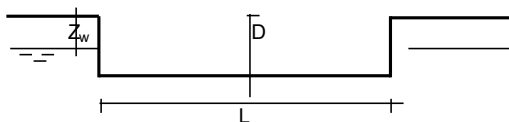
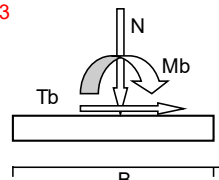
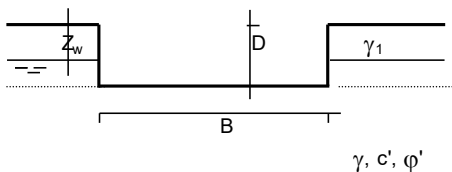
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

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

coefficienti parziali

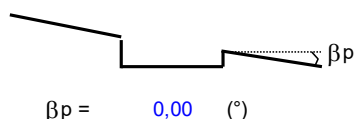
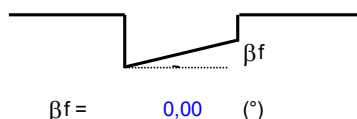
Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30
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

A1+M1+R3



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 33,83 (m)
L = 10,00 (m)
D = 2,00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	53098,00		53098,00
Mb [kNm]	20785,00		20785,00
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	0,00		0,00
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 24,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 24,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 100,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 43,00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 100,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 43,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 20,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,39 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 33,05 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 10,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 48,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19,32 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 99,01$$

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

$$N_c = 105,11$$

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

$$N_\gamma = 186,53$$

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	50 di 52

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,29$$

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

$$s_q = 1,28$$

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

$$s_\gamma = 0,88$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,77 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,23 \quad m = 1,77 \quad (-)$$

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

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

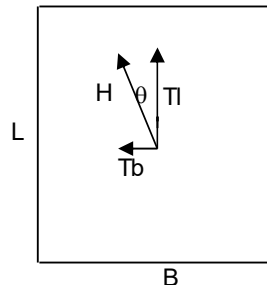
$$i_q = 1,00$$

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

$$i_c = 1,00$$

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

$$i_\gamma = 1,00$$



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

$$d_q = 1,00$$

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

$$d_c = 1,00$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	51 di 52

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 35439,06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 160,67 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 15408,28 \geq q = 160,67 \quad (\text{kN/m}^2)$$

CAPACITA PORTANTE

FS	95,90
----	-------

FV01-STAZIONE DI SANTO SPIRITO PALESE:

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	FV 01 B 0 001	A	52 di 52

10 INCIDENZE

Di seguito si riporta il calcolo delle incidenze svolto separatamente per ciascuna elemento in cemento armato che costituisce il muro a U.

- Piedritti: 130 Kg/m²;
- Soletta di fondazione: 130 Kg/m².