

ADEGUAMENTO S.S. n°87 "SANNITICA" INTERVENTI LOCALIZZATI PER GARANTIRE LA PERCORRIBILITA' IMMEDIATA TRATTO "CAMPOBASSO – BIVIO S.ELIA" LOTTE A2 E A3

PROGETTO DEFINITIVO

CB-150

A.T.I. di PROGETTAZIONE:

(Mandataria)

bonifica spa

(Mandante)

SOIL Geotechnics Geology Structures Offshore
ENGINEERING

(Mandante)

FRANCHETTI

IL PROGETTISTA:

Ing. Franco Persio Bocchetto - Ordine Ing. Roma n.° 8664-Sez A
Ing. Luigi Albert – Ordine Ing. Milano n.° 14725-Sez A
Ing. Paolo Franchetti – Ordine Ing. Vicenza n.° 2013-Sez A

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Anna Maria Bruna
- Ordine Geol. Lazio n. 1531

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE
DISCIPLINE SPECIALISTICHE

Ing. Franco Persio Bocchetto - Ordine Ing. Roma n.° 8664-Sez A

COORDINATORE PER LA SICUREZZA:

Ing. Andrea Maria Enea Failla - Ordine Ing. Catania n.°A6701

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. CLAUDIO BUCCI

05 OM-OPERE D'ARTE MAGGIORI

05.03 VI03

Relazione tecnica e di calcolo - Sottostrutture

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV.PROG. ANNO

D P C B 0 1 5 0 D 2 2

NOME FILE:

T00VI03STRRE02B.DOCX

REVISIONE

SCALA

CODICE
ELAB.

T 0 0 V I 0 3 S T R R E 0 2

B

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
B	ISTRUTTORIA ANAS	Luglio 2022	Ing. M. Vari	Ing. A. Tosiani	Ing.F.P.Bocchetto
A	EMISSIONE	Aprile 2022	Ing. M. Vari	Ing. A. Tosiani	Ing.F.P.Bocchetto

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
1.1	Oggetto.....	3
1.2	descrizione dell'opera	4
2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
3.1	Normative e raccomandazioni.....	7
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	8
	PILA.....	9
5	ANALISI STRUTTURALE	10
5.1	Analisi dell'impalcato.....	10
5.2	Analisi dell'insieme impalcato/pile	10
5.2.1	Metodo di analisi sismica.....	10
5.2.2	Analisi statica	16
5.3	Codici di calcolo.....	16
5.3.1	Descrizione del programma	16
5.3.2	Sistemi di riferimento	19
5.3.3	Affidabilità dei codici di calcolo.....	19
5.3.4	Modalità di presentazione dei risultati	20
5.3.5	Informazioni generali sull'elaborazione	20
5.3.6	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	20
5.4	Modello di calcolo impalcato\pile	21
5.4.1	Risultati dell'analisi modale	22
6	ANALISI DEI CARICHI.....	25
6.1	Carichi elementari	25
6.1.1	Peso proprio della struttura g1	25
6.1.2	Carichi permanenti portati g2.....	25
6.1.3	Cedimento differenziale di pile e spalle (ϵ_1)	26
6.1.4	Ritiro (ϵ_2) e viscosità (ϵ_3).....	26
6.1.5	Carichi mobili q1	27
6.1.6	Incremento dinamico q2.....	32
6.1.7	Forza di frenatura q3	32
6.1.8	Forza centrifuga q4	32
6.1.9	Azione del vento q5	32
6.1.10	Azioni idrodinamiche (q6).....	35
6.1.11	Variazioni termiche (q7).....	35
6.1.12	Azioni parassite per attrito degli apparecchi d'appoggio (q8)	36
6.1.13	Azioni eccezionali (q9)	36
6.1.14	Azione sismica sull'insieme impalcato/pile (q10).....	36
6.2	Combinazioni dei carichi elementari	37
6.2.1	Verifiche agli stati limite ultimi	37
6.2.2	Verifiche agli stati limite di esercizio	38
7	RISULTATI DELL'ANALISI	39
7.1	Sollecitazioni.....	39
7.1.1	Fondazione Pila 4	39
7.1.2	Pila P4	43

7.1.3	Fondazione Pila 5	46
7.1.4	Pila P5	50
7.2	sollecitazioni massime ad intradosso plinto di fondazione.....	53
7.3	Sezioni di calcolo	55
8	CRITERI DI VERIFICA	59
8.1.1	Plinto di fondazione	59
8.1.2	Spiccato fusto pila	59
8.1.3	Sezioni in c.a.	60
9	VERIFICA DELLE SEZIONI SIGNIFICATIVE.....	61
9.1	Verifiche allo SLU.....	62
9.1.1	Verifica flessionale	62
9.1.2	Verifica a taglio	63
9.2	Verifiche allo SLE	64
9.2.1	Verifica di fessurazione	64
9.2.2	Verifica tensionali	65
	SPALLE	67
10	MODELLO DI CALCOLO SPALLA\FONDAZIONE	68
10.1	MODELLO	68
10.2	Programma di calcolo utilizzato	69
11	AZIONI DI CALCOLO.....	70
11.1	Peso proprio spalla	70
11.2	Peso rinterro ($g_{2_rinterro}$)	70
11.3	Azioni provenienti dall'impalcato	70
11.4	Cedimenti appoggi (ϵ_1).....	74
11.5	Ritiro (ϵ_2), viscosità (ϵ_3).....	74
11.6	Spinta delle terre ($g_{3,T}$).....	74
11.7	Peso sovraccarico da traffico e spinta delle terre dovuta al sovraccarico da traffico ($Q_B, g_{3,q}$) 75	
11.8	Variazioni termiche (Q_7).....	76
11.9	Resistenza parassita dei vincoli (q_8)	77
11.10	Azioni eccezionali (q_9).....	78
11.11	Definizione dell'azione sismica (E).....	79
11.12	Metodo di analisi.....	81
11.13	Spinta sismica del terreno E	82
11.14	Inerzia degli elementi strutturali e non strutturali in condizione sismica.....	83
11.15	Combinazione dei carichi.....	88
11.15.1	Casi di carico	91
11.15.2	Combinazioni SLU (STR)	91
11.15.3	Combinazioni ECC.....	96
11.15.4	Combinazioni SLE.....	96
11.15.5	Combinazioni SLV.....	97
12	RISULTATI DELL'ANALISI	98
12.1	Sezioni di calcolo	104
12.2	Sollecitazioni significative allo SLU	107
12.3	Sollecitazioni significative allo SLE	107
12.4	sollecitazioni massime ad intradosso plinto di fondazione.....	108
13	CRITERI DI VERIFICA	109

14	VERIFICA DELLE SEZIONI SIGNIFICATIVE.....	110
14.1	Verifiche allo SLU.....	111
14.1.1	Verifica flessionale	111
14.1.2	Verifica a taglio	112
14.2	Verifiche allo SLE	113
14.2.1	Verifica di fessurazione	113
14.2.2	Verifica tensionali	114
	PALI.....	115
15	SINTESI DEI RISULTATI	116
16	VERIFICA DEI PALI DI TIPO GEOTECNICO.....	120
17	VERIFICA DEI PALI AGLI SLU E SLE DI TIPO STRUTTURALE	121
17.1	PILE.....	121
17.2	Verifica allo SLU a presso-tenso flessione	121
17.3	Verifica allo SLU a taglio	122
17.4	Verifiche agli SLE di tipo STR.....	122
17.5	SPALLE	124
17.6	Verifica allo SLU a presso-tenso flessione	124
17.7	Verifica allo SLU a taglio	125
17.8	Verifiche agli SLE di tipo STR.....	125
18	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI.....	127
18.1	Pila.....	127
18.2	Spalla	128

1 INTRODUZIONE

1.1 OGGETTO

La presente relazione riporta i calcoli, e le relative verifiche, dei plinti di fondazione e dell'elevazione delle spalle e delle pile del Viadotto n. 3.

L'opera in esame è prevista nell'ambito dell'adeguamento della SS87 in direzione di Campobasso per un'estesa di circa 3.400 m in comune di Campolieto.

Il viadotto in oggetto è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo con schema statico a travata continua con 6 campate di luce di 42+60+60+60+60+42 m.

La lunghezza complessiva del viadotto, misurata in asse appoggi spalle, è pari a circa 324 m.

I carichi agenti sulle strutture sono stati valutati con riferimento al caso di "ponti di prima categoria" secondo la normativa vigente in materia di ponti stradali.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, secondo quanto previsto dal D.M. 17-01-2018.

Con riferimento alla destinazione d'uso della costruzione e alla modalità d'impiego, la struttura in oggetto viene considerata appartenente al tipo di costruzione 2: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per le quali è prevista una vita nominale $V_N = 50$ anni.

La classe d'uso dell'opera si pone al tipo IV: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità"; da cui discende che il periodo di riferimento per l'azione sismica è $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni.

1.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Le sottostrutture del viadotto sono costituite da 5 pile e due spalle.

Le pile sono a sezione rettangolare di dimensioni pari a:

- P1: 700 x 150 x 400 cm;
- P2: 700 x 150 x 750 cm;
- P3: 700 x 150 x 950 cm;
- P4: 700 x 150 x 1000 cm;
- P5: 700 x 150 x 650 cm.

I plinti di fondazione sono a sezione rettangolare ed hanno le seguenti dimensioni:

- Pila 1 e 5: Asse trasversale x asse longitudinale x altezza: 1080 x 750 x 200 cm;
- Pila 2, 3 e 4: Asse trasversale x asse longitudinale x altezza: 1080 x 1080 x 200 cm;

Le sottofondazioni (oggetto di studio di una specifica relazione di calcolo e geotecnica) sono costituite da:

- Pila 1 e 5: 6 pali Φ 1500.
- Pila 2, 3 e 4: 7 pali Φ 1500

Le due spalle l'elevazione a forma di "C", hanno dimensioni pari a:

Spalla A:

- Muro frontale+paraghiaia: 1030 x 260 x 150 cm + 1030 x 60 x 400 cm ;
- Muri d'ala: 2 x 620 x 120/60 x 550.

Spalla B:

- Muro frontale+paraghiaia: 1030 x 260 x 200 cm + 1030 x 60 x 400 cm ;
- Muri d'ala: 2 x 620 x 120/60 x 600.

I plinti di fondazione sono a sezione rettangolare ed hanno le seguenti dimensioni:

- Spalla A e B:
Asse trasversale x asse longitudinale x altezza: 1150 x 1030 x 200 cm;

Le sottofondazioni (oggetto di studio di una specifica relazione di calcolo e geotecnica) sono costituite da 8 pali Φ 1500.

Lo schema di vincolamento dei viadotti prevede l'utilizzo di dispositivi antisismici elastomerici in corrispondenza di tutti gli appoggi.

2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano qui di seguito le caratteristiche prestazionali dei materiali che saranno impiegati per la realizzazione delle opere provvisorie di imbocco, secondo la normativa in vigore e con riferimento al metodo di calcolo agli stati limite.

Calcestruzzo per pali:

Tipo (secondo UNI EN 206-1):	C25/30
Resistenza cubica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck, cube} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante:	$E_{cm} = 31.447 \text{ N/mm}^2$
Classe di consistenza:	S5
Rapporto massimo acqua / cemento	$A/C \leq 0.50$
Diametro massimo inerti:	32 mm
Classe di esposizione ambientale:	XC2
Copriferro minimo getti in opera	60 mm

Calcestruzzo per fondazioni:

Tipo (secondo UNI EN 206-1):	C25/30
Resistenza cubica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck, cube} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante:	$E_{cm} = 31.447 \text{ N/mm}^2$
Classe di consistenza:	S4
Rapporto massimo acqua / cemento	$A/C \leq 0.50$
Diametro massimo inerti:	30 mm
Classe di esposizione ambientale:	XC2
Copriferro minimo getti in opera	45 mm

Calcestruzzo per elevazioni:

Tipo (secondo UNI EN 206-1):	C32/40
Resistenza cubica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck, cube} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante:	$E_{cm} = 33.642 \text{ N/mm}^2$
Classe di consistenza:	S4
Rapporto massimo acqua / cemento	$A/C \leq 0.50$
Diametro massimo inerti:	30 mm
Classe di esposizione ambientale:	XC4
Copriferro minimo getti in opera	45 mm

La scelta del copriferro minimo di progetto c_{min} dei getti in opera inteso come lo spessore minimo del ricoprimento dello strato di calcestruzzo a protezione dei ferri d'armatura è stata determinata in base a quanto indicato nella circolare Esplicativa, tenendo conto della classe di esposizione ambientale e della classe del Calcestruzzo prevista.

Nello specifico, tenendo conto della classe di esposizione ambientale peggiore si è evidenziato una Classe di Esposizione XC4 e pertanto Condizioni Ambientali "Aggressive".

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

In relazione a quanto riportato in tabella 4.1.III del DM 17.01.18 e in tabelle C4.1.IV della circolare applicativa, per le classi di calcestruzzo previste è prescritto un copriferro minimo $c_{min} \geq 30$ mm. A tale valore va aggiunta una tolleranza di posa di 10 mm e per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm.

In definitiva ai fini progettuali si è assunto $c=(30+10+5)=45$ mm per le fondazioni così come riportato all'interno della tabella materiali (C25/30 - barre da c.a. con elementi a piastra), $c=(35+10)=45$ mm per l'elevazione così come riportato all'interno della tabella materiali (C32/40- barre da c.a. altri elementi) e $c=(35+10+5)=50$ mm (in favore di sicurezza si utilizza 60 mm) per i pali così come riportato all'interno della tabella materiali (C25/30- barre da c.a. altri elementi)

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

Tab 4.1.III – DM 17.01.18

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

C_{min}	C_o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tab C4.1.IV – Circolare n° 7/19

Acciaio per cemento armato

Tipo:

B 450 C

Tensione caratteristica di rottura a trazione:

$f_{tk} \geq 540$ N/mm²

Tensione caratteristica di snervamento:

$f_{yk} \geq 450$ N/mm²

Tensione di calcolo ($\gamma=1.15$):

$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391$ N/mm²

Modulo elastico:

$E = 210'000$ N/mm²

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

La redazione della presente relazione è stata condotta nel rispetto della normativa in vigore, in particolare:

- D. Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7: Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- CNR 10011/97, "Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- CNR 10016/2000, "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni";
- CNR 10018/1999, "Apparecchi d'appoggio per le costruzioni – Istruzioni per l'impiego";
- CNR 10030/93, "Anime irrigidite di travi a parete piena";
- UNI EN 1991-1-5:2004 "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche";
- UNI EN 1992-1-1:2005, "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - parte 1 - Regole generali e regole per edifici";
- UNI EN 1993-1-1:2005, "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1993-1-5:2007, "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra";
- UNI EN 1994-2:2006, "Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti";
- UNI EN 1998-2:2006, "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti";
- Model Code 1990, CEB-FIP.
- Capitolato ANAS: "Norme tecniche per l'esecuzione del contratto", 2018.

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati alle verifiche in esame si è fatto riferimento ai risultati forniti dallo studio geologico e geotecnico del progetto a cui si rimanda anche per la visione della stratigrafia e delle curve di capacità portante dei pali sia delle spalle che delle pile del viadotto in oggetto.

Per quanto attiene alla caratterizzazione del rilevato a tergo delle spalle si adotta la seguente caratterizzazione:

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

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

$$\phi' = 35^\circ$$

$$E' = 30 \text{ MPa}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

PILA

5 ANALISI STRUTTURALE

L'analisi strutturale dell'impalcato in oggetto è condotta per le azioni statiche e sismiche illustrate nei paragrafi precedenti. Il seguente paragrafo descrive i metodi di analisi adottati, i codici di calcolo automatico per il calcolo e la verifica delle strutture ed il modello agli elementi finiti utilizzato per la valutazione delle sollecitazioni.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è fatta secondo le disposizioni di carico più gravose, avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale.

5.1 ANALISI DELL'IMPALCATO

Per l'analisi dell'impalcato si rimanda alla specifica relazione di calcolo.

5.2 ANALISI DELL'INSIEME IMPALCATO/PILE

Si descrive di seguito la procedura utilizzata per l'analisi dell'insieme impalcato/pile.

5.2.1 Metodo di analisi sismica

Come anticipato in premessa, i viadotti in oggetto sono progettati per una vita nominale VN pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica") ai sensi del D. Min. 17/01/2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$.

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e per lo stato limite di collasso (SLC). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 949 anni (SLV), 1950 anni (SLC) e 101 anni (SLD).

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle Nuove Norme Tecniche, non è definita in funzione dell'appartenenza dell'opera ad una zona sismica bensì è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco ag (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_{g_r} , accelerazione orizzontale massima del terreno
- 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.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto situata nelle coordinate: Lat 41.638768 - Long 14.755156.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

V_N	C_U	V_R	T_R	Località	$a_{g,orizz}$	F_0	$a_{g,vert}$	F_v	T_c^*
[anni]		[anni]	[anni]	-	[g]		[g]		[s]
50	2	100	949.00	Viadotto 3	0.282	2.463	0.202	1.765	0.362

Tabella 5-1: Parametri per la definizione della massima accelerazione locale – SLV

V_N	C_U	V_R	T_R	Località	$a_{g,orizz}$	F_0	$a_{g,vert}$	F_v	T_c^*
[anni]		[anni]	[anni]	-	[g]		[g]		[s]
50	2	100	1950.00	Viadotto 3	0.364	2.443	0.295	1.987	0.378

Tabella 5-2: Parametri per la definizione della massima accelerazione locale – SLC

V_N	C_U	V_R	T_R	Località	$a_{g,orizz}$	F_0	$a_{g,vert}$	F_v	T_c^*
[anni]		[anni]	[anni]	-	[g]		[g]		[s]
50	2	100	101.00	Viadotto 3	0.112	2.484	0.051	1.122	0.320

Tabella 5-3: Parametri per la definizione della massima accelerazione locale – SLD

In quest'ultima V_N è la vita nominale dell'opera; C_U è il coefficiente relativo alla classe d'uso; V_R è il periodo di riferimento per l'azione sismica; T_R è il periodo di ritorno associato alla probabilità di non superamento dello stato limite della salvaguardia della vita; a_g è la massima accelerazione riferita a quella di gravità attesa sul sito su suolo di riferimento; F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; F_v è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale; T_c^* è il periodo, espresso in secondi, corrispondente alla fine del tratto orizzontale dello spettro su suolo di riferimento.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nelle tabelle seguenti per un terreno di tipo C.

Suolo	S_S	S_T	S	C_C	T_B	T_C	T_D
C	1.284	1	1.284	1.469	0.177	0.531	2.726

Tabella 5-4: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale – SLV

Suolo	S_S	S_T	S	C_C	T_B	T_C	T_D
C	1.168	1	1.168	0.1449	0.182	0.546	3.052

Tabella 5-5: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale – SLC

Suolo	S_S	S_T	S	C_C	T_B	T_C	T_D
C	1.5	1	1.5	1.529	0.163	0.489	2.048

Tabella 5-6: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale – SLD

In quest'ultima S_S ed S_T sono rispettivamente i fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S ; C_C è il coefficiente che modifica il valore del periodo T_c^* ; T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente orizzontale; T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità; T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \quad \text{se } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se } T_D \leq T$$

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente verticale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

Suolo	S _S	S _T	S	T _B	T _C	T _D
C	1	1	1	0.05	0.15	1

Tabella 5-7: Parametri per la definizione dello spettro elastico verticale

In quest'ultima S_S ed S_T, S e C_c hanno i significati prima descritti; T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro per la componente verticale; T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante; T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad \text{se } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se } T_D \leq T$$

Visto lo schema di vincolo adottato per l'impalcato, l'azione sismica orizzontale si trasmette dall'impalcato agli appoggi elastomerici.

Gli isolatori elastomerici sono dispositivi d'appoggio in elastomero armato, cioè costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione.

La dissipazione di energia consente di ottenere un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente nel nostro caso pari a 15%.

Il tipico ciclo isteretico forza-spostamento di un isolatore schematizzabile con una relazione ideare, mediante la rigidità equivalente K_e ed il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e che dipendono dallo spostamento massimo d₂ (corrispondente allo SLC) e dalla forza corrispondente F₂ (corrispondente all SLV) cui sono riferiti.

Nel nostro caso abbiamo:

$$P_{eso,imp} = 50181 \text{ kN}$$

$$k_e = 6340 \text{ kN/m}$$

$$\xi_e = 15\%$$

$$d_{2,long} = \pm 0.40 \text{ m}$$

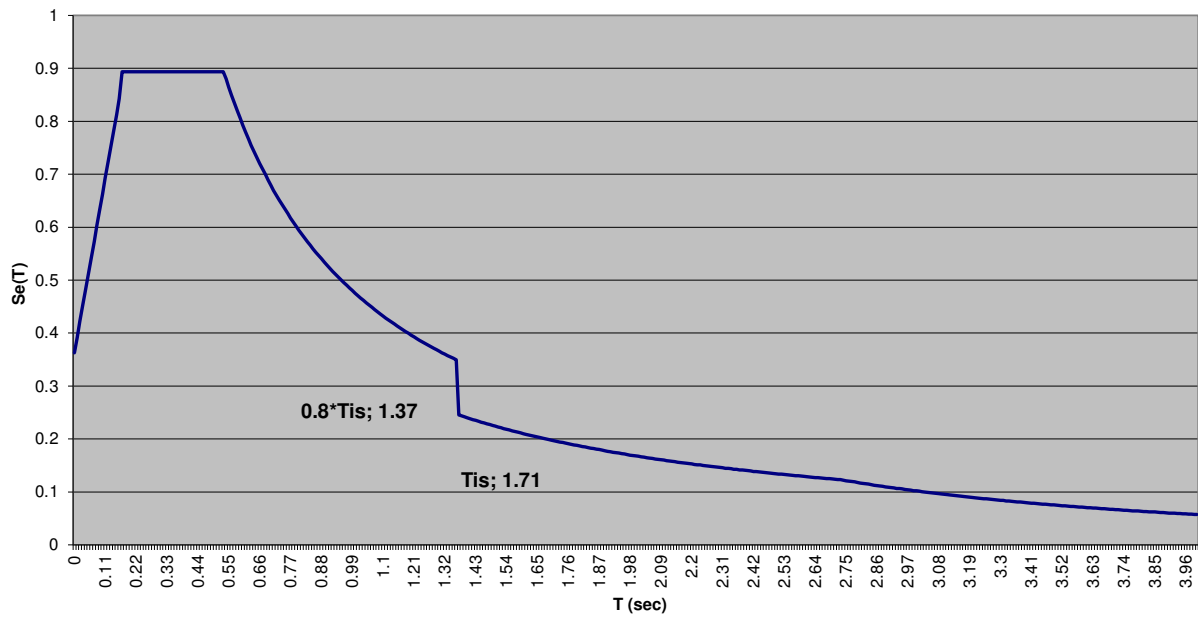
$$d_{2,trasv} = \pm 0.40 \text{ m}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

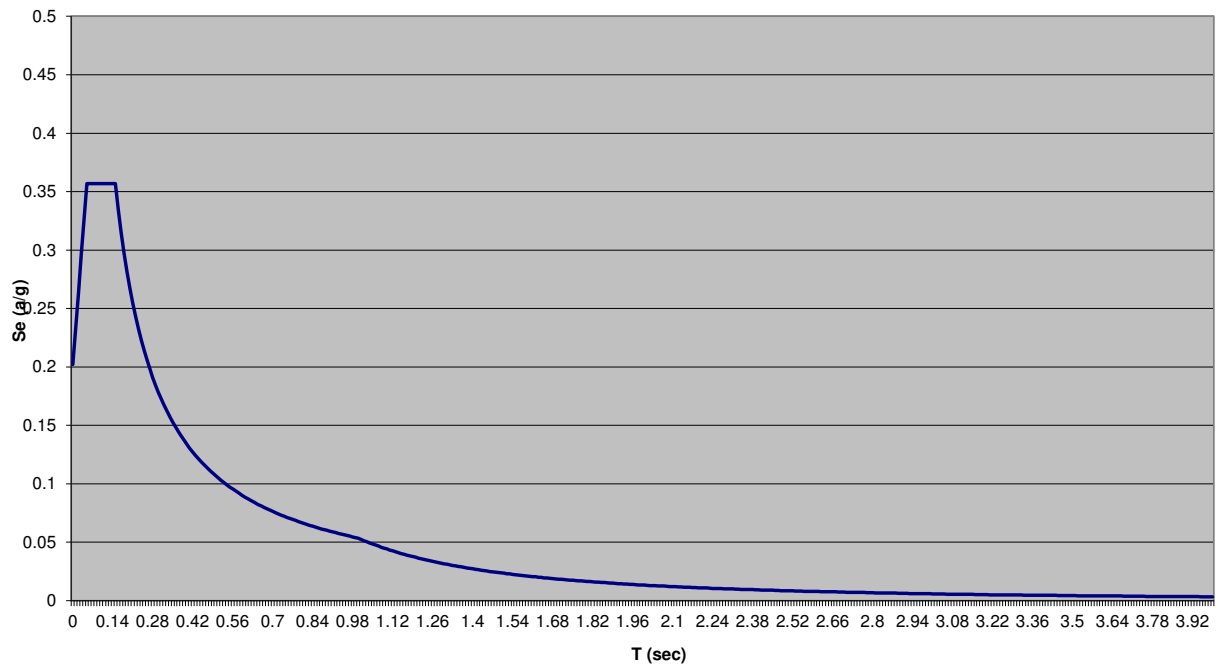
Con smorzamento viscoso equivalente al 15 %. Con tale valore si calcola il fattore h con cui si scala lo spettro per periodi superiori a 0.8 volte il periodo della struttura isolata.

Con riferimento al caso specifico, si riporta nella figura seguente lo spettro elastico isolato per la componente orizzontale e per la componente verticale.

Spettro di risposta elastico orizzontale isolato - SLV

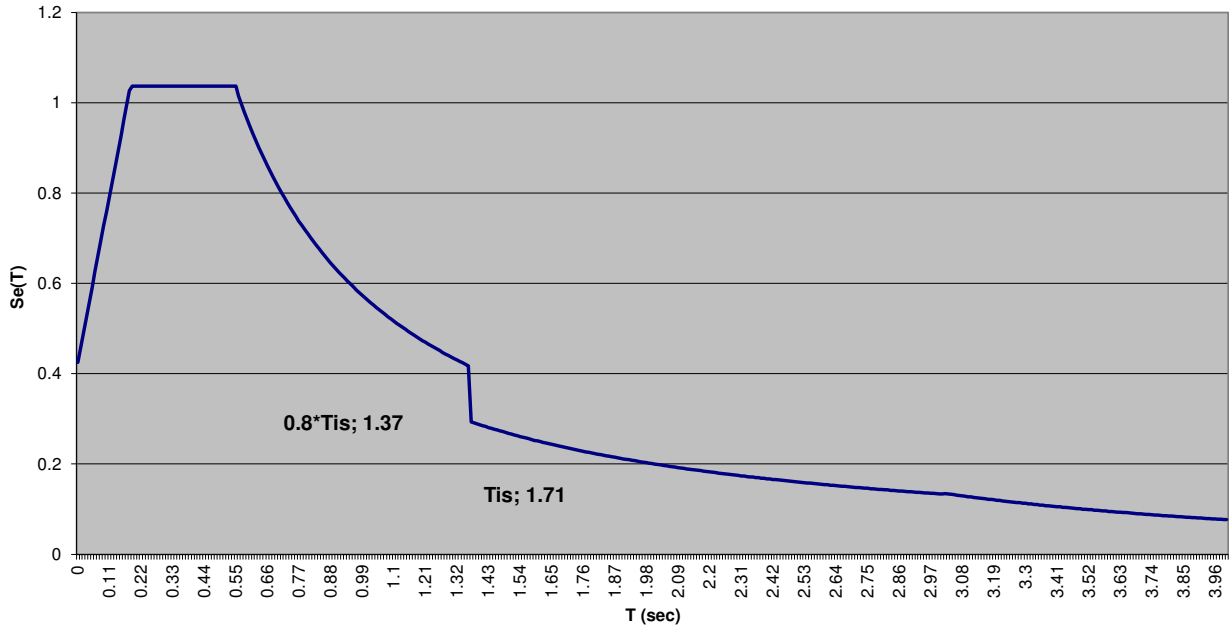


Spettro di risposta elastico verticale - SLV

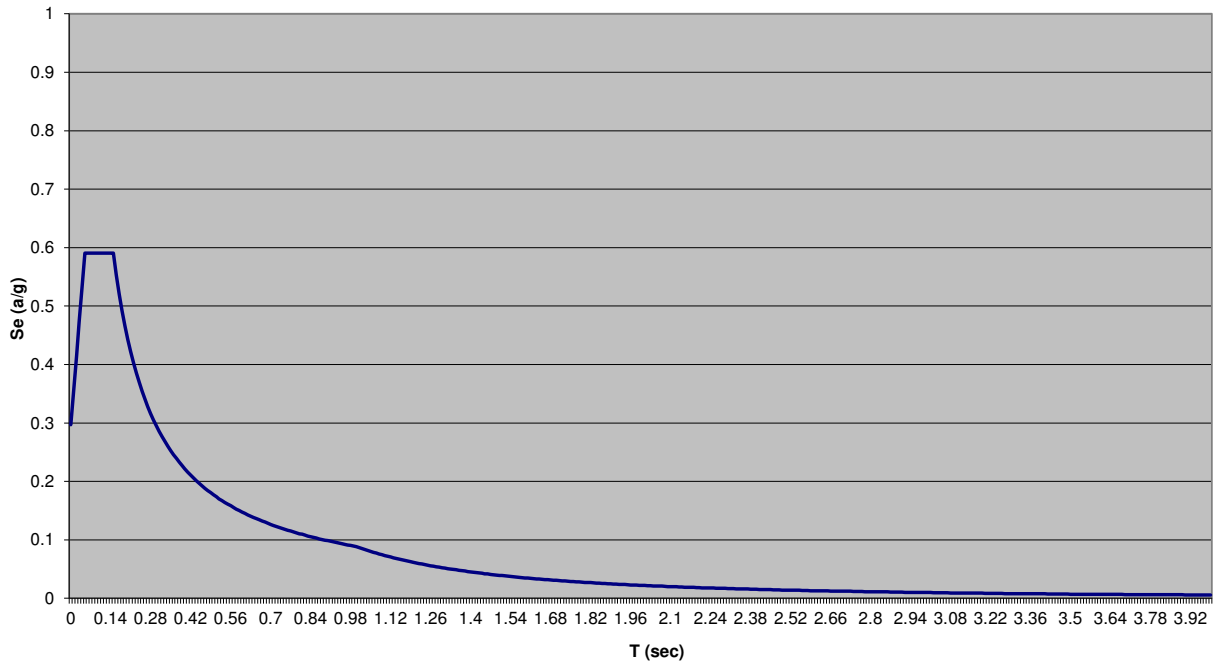


RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

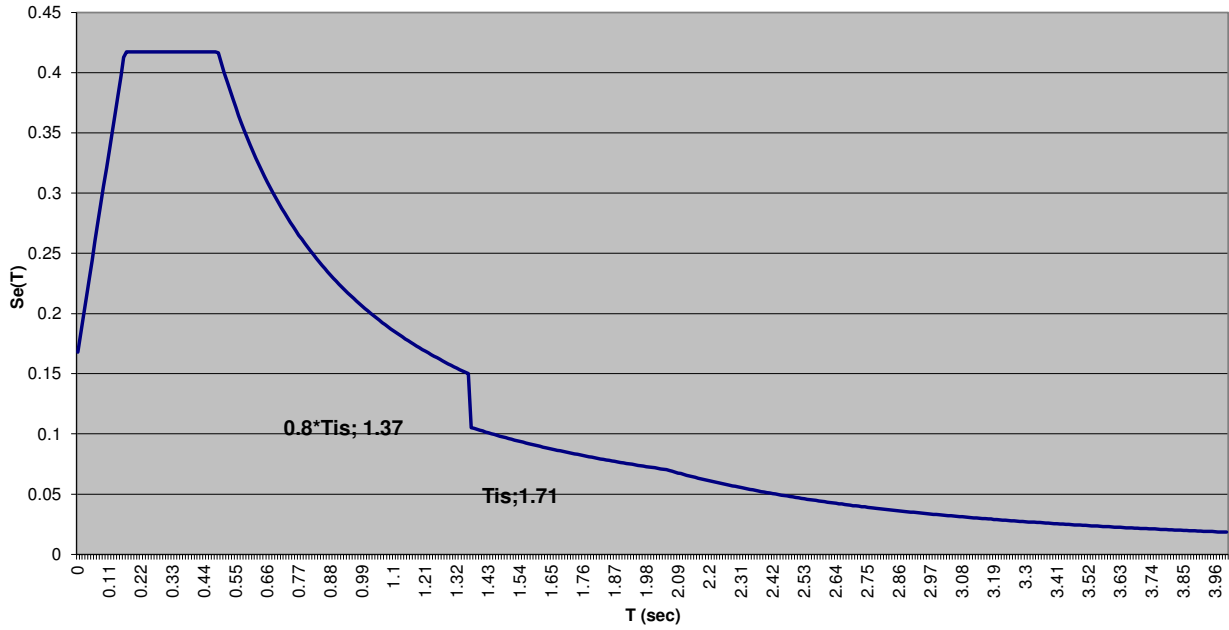
Spettro di risposta elastico orizzontale isolato - SLC



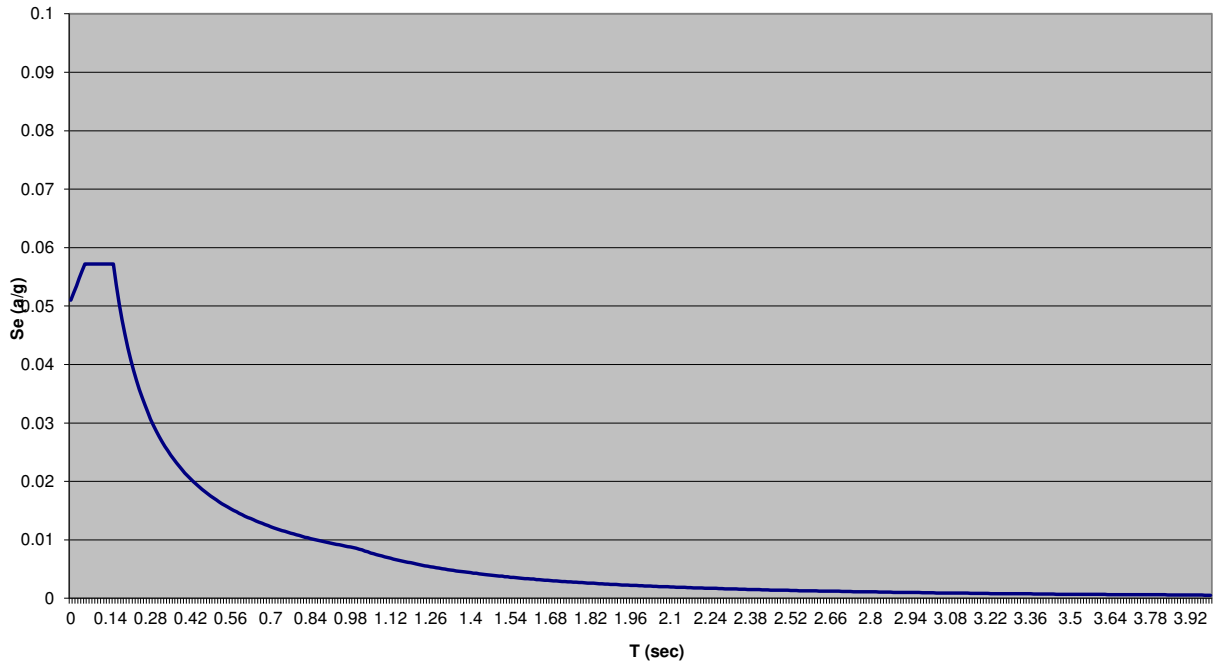
Spettro di risposta elastico verticale - SLC



Spettro di risposta elastico orizzontale isolato - SLD



Spettro di risposta elastico verticale - SLD



La risposta sismica della struttura è calcolata mediante analisi dinamica lineare, a causa della presenza dei dispositivi antisismici a comportamento visco-elastico.

5.2.2 Analisi statica

Per la verifica delle sottostrutture ed il progetto degli apparecchi d'appoggio, si effettua un'analisi dinamica lineare facendo riferimento ad uno schema simile a quello adoperato per l'analisi sismica prima descritta, nel quale l'impalcato è rappresentato da un grigliato di travi e traversi rappresentati dai diaframmi reticolari oppure a trave piena. In tale schema i vincoli (che simulano la presenza dei dispositivi antisismici) assumono un comportamento lineare caratterizzato dalla rigidità elastica k_e prima illustrata. Nell'analisi, così come nel caso dell'impalcato, si tiene conto delle fasi transitorie e di esercizio e si opera con i modelli descritti nei paragrafi precedenti.

5.3 CODICI DI CALCOLO

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

Per i calcoli e le modellazioni di cui alla presente relazione sono impiegati i codici di calcolo brevemente descritti di seguito.

SAP2000, prodotto dalla "CSI Computer and Structures Inc." – Berkeley (CA) - USA

Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire il calcolo e le verifiche delle strutture miste acciaio-calcestruzzo durante tutte le fasi realizzative.

5.3.1 Descrizione del programma

Il programma è un solutore agli E.F. (Elementi Finiti) capace di modellare strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare e non.

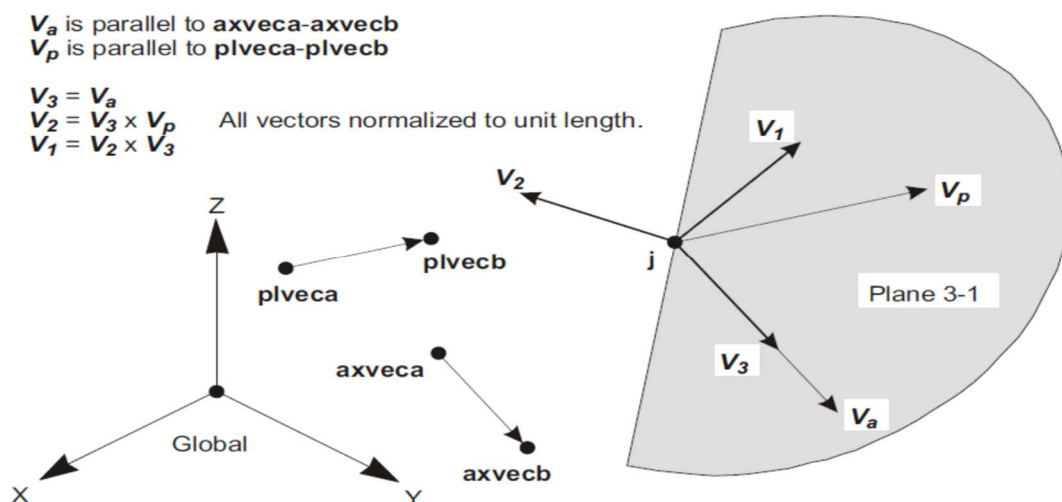
Sono disponibili i seguenti tipi di oggetto elencati in ordine di dimensione geometrica:

"Point:

comune oggetti: sono automaticamente creati in angoli o estremità di tutti gli altri tipi di oggetti, e possono essere aggiunti in modo esplicito

collegamento a terra: sono utilizzate per modellare il comportamento di un sostegno speciale ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari

il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento punto è:



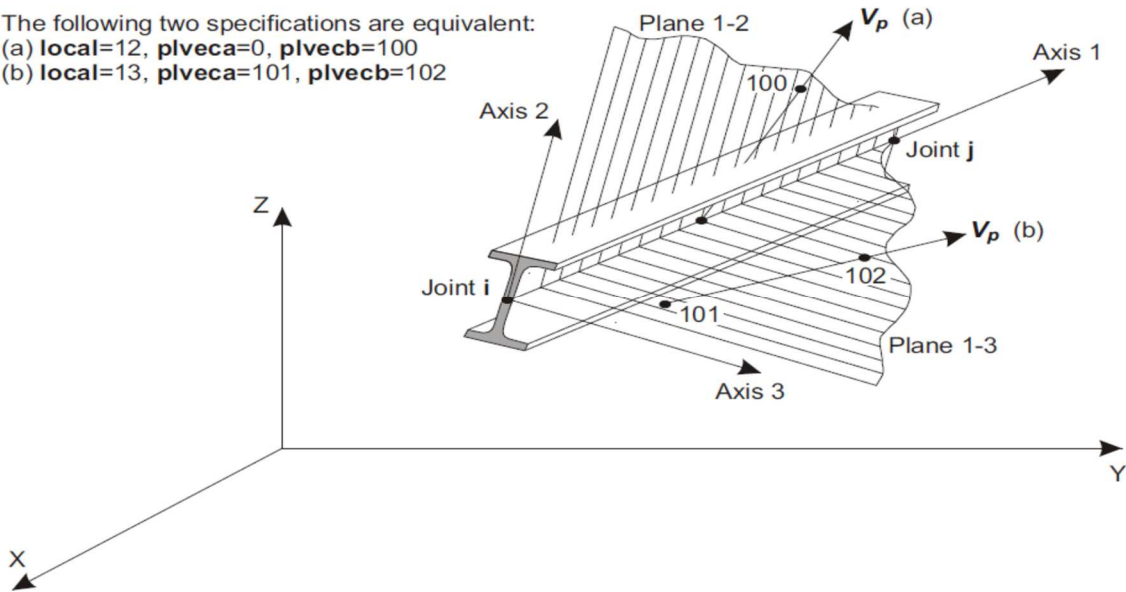
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

"Line":

frame/cable/tendon: sono utilizzate per modellare le travi, colonne, braces, trusses, cavi e tiranti
collegamento tra oggetti: sono utilizzate per modellare il comportamento di un membro speciali ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari. A differenza degli oggetti o frame/cable/tendon, questi oggetti possono avere lunghezza zero.

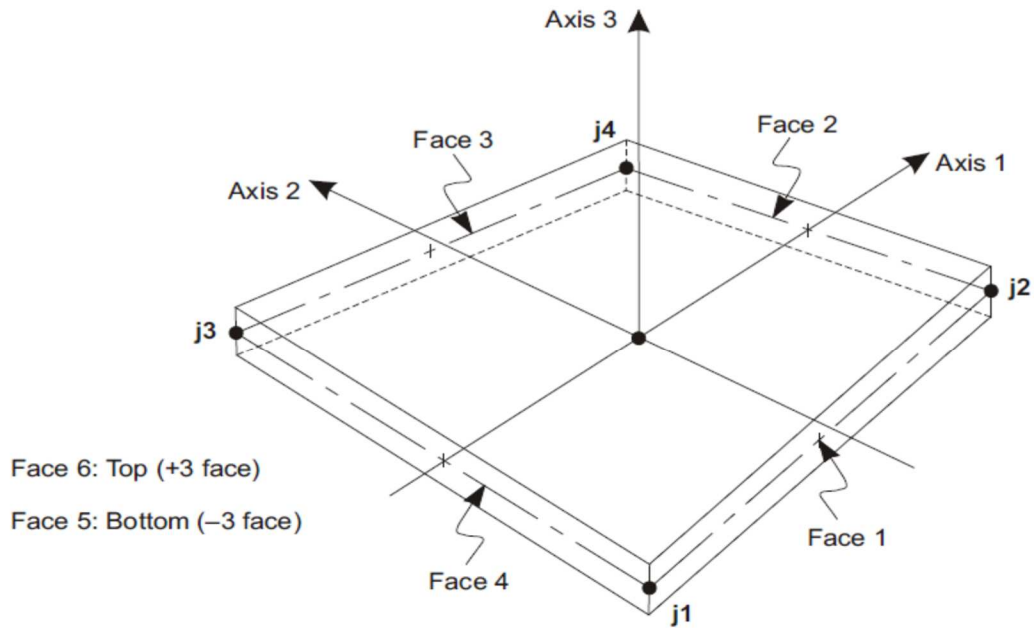
il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento linea è:

The following two specifications are equivalent:
(a) **local=12, plveca=0, plvecb=100**
(b) **local=13, plveca=101, plvecb=102**

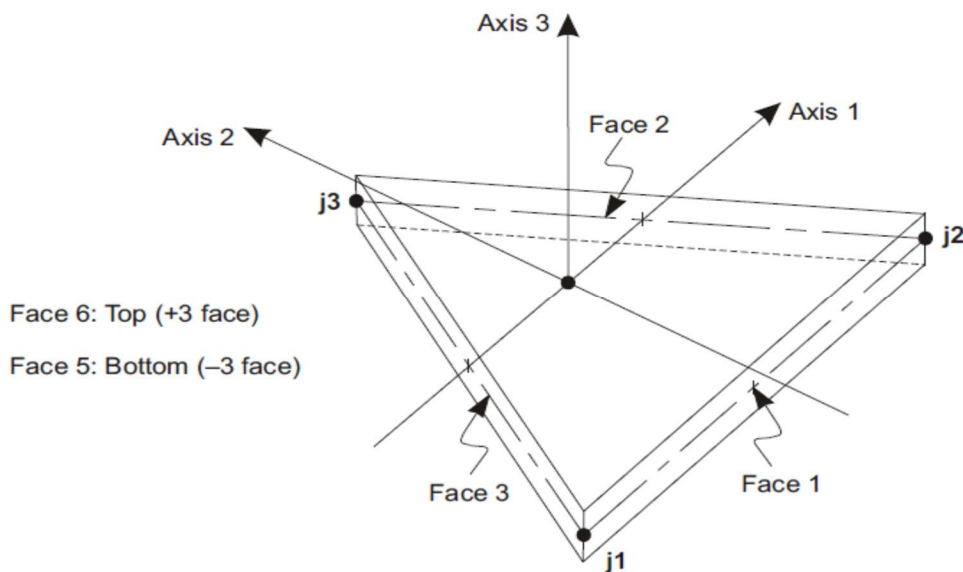


"Area": vengono utilizzate per modellare le pareti, pavimenti e altri membri dotati di spessore, nonché solidi bidimensionale solids (plane stress, plane strain, and axisymmetric solids). Il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento area è:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE



Four-node Quadrilateral Shell Element



Three-node Triangular Shell Element

“Solid”: sono utilizzate per la modellazione tridimensionale solida

Il programma SAP2000 permette di svolgere analisi atte a definire la risposta in conseguenza dell'applicazione di carichi mobili, analisi del dominio di frequenza (sia steady-state che power-spectral-density), del dominio del tempo e analisi di instabilità.

Mediante il programma si possono implementare nel modello di calcolo elementi a comportamento particolare quali:

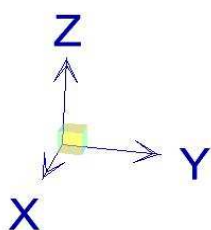
non linear link element (gaps, hooks, isolators, dampers, and multi-linear plasticity)
a multi-linear plastic hinge
catenary cable element
nonlinear shell element

Il programma SAP2000 permette inoltre di condurre analisi tipo non lineare statica , analisi tipo pushover e analisi non lineari tipo time-history mediante l'utilizzo di analisi modale o integrazione diretta. software contempla la presenza di elementi bidimensionali (piani - shell) in grado di rappresentare sia il comportamento di lastra (effetti flessionali) quanto quello di membrana (sforzi di compressione e trazione), ed elementi tipo trave (beam).

5.3.2 Sistemi di riferimento

Il sistema di riferimento nei modelli di calcolo viene assunto con origine coincidente con lo spigolo sinistro basso della struttura schematizzata.

La disposizione degli assi segue la "regola della mano destra":

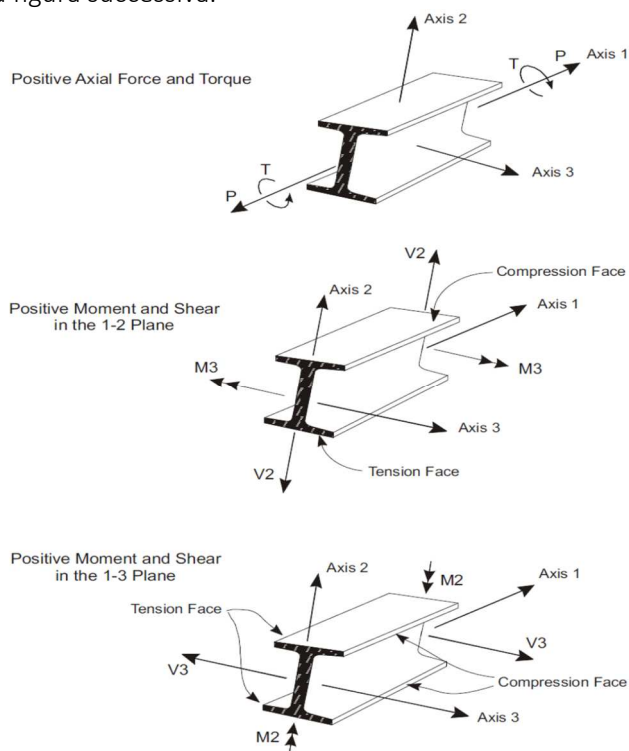


l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale della struttura;

l'asse Y è diretto secondo l'asse trasversale della struttura;

l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.

Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo la convenzione riportata nella figura successiva.



5.3.3 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice

Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

5.3.4 Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

5.3.5 Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

5.3.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

5.4 MODELLO DI CALCOLO IMPALCATO\PILE

Il modello schematizza la struttura attraverso un grigliato di travi (2 travi principali). Esse sono tra loro collegate da elementi trasversali di rigidezza e configurazione tale da essere rappresentativi dei ritegni torsionali realmente presenti sulla struttura (diaframmi e soletta). I diaframmi in corrispondenza delle pile e spalle sono pieni a sezione a doppio "T". I diaframmi intermedi tra le pile sono reticolari e sono stati applicati degli svincoli flessionali agli elementi diagonali e correnti superiore ed inferiori, essi, cioè, non sono in grado di trasmettere la caratteristica di momento flettente nel piano verticale. La soletta è schematizzata con elementi "beam" di larghezza unitaria e altezza pari allo spessore della soletta (31 cm). Ai fini della determinazione della massa sismica, i carichi permanenti portati dall'impalcato, introdotti nel modello come forze distribuite agenti sugli elementi beam d'impalcato, sono convertiti in massa.

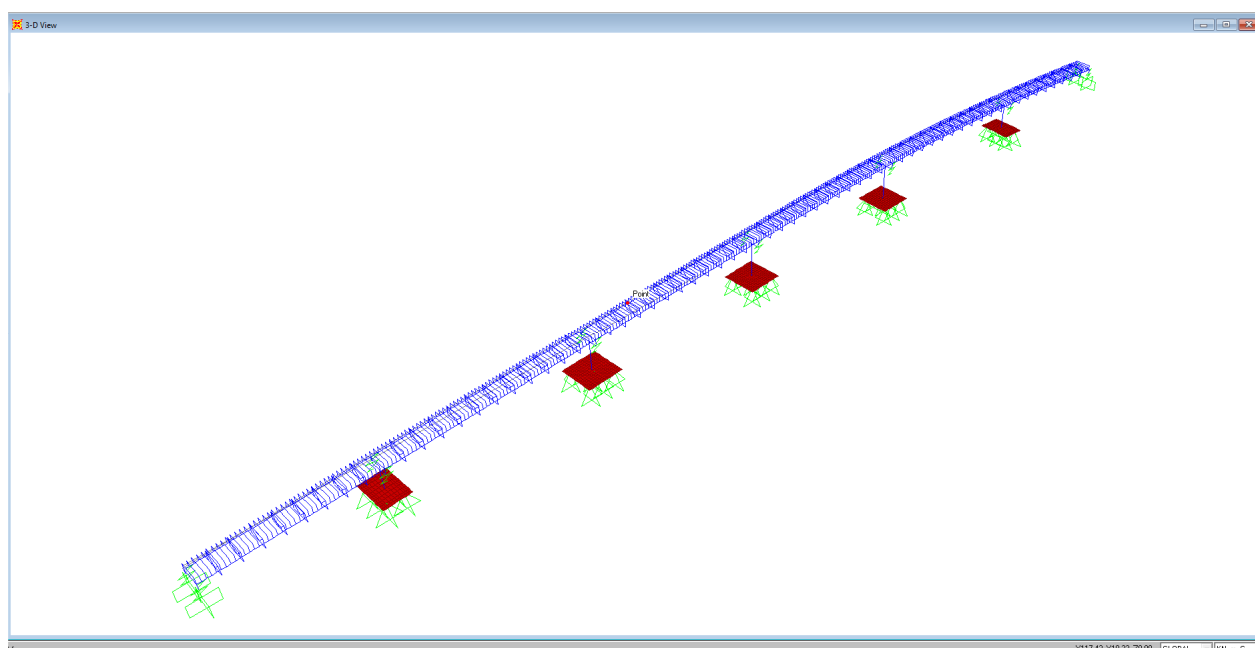


Figura 5.1- Rappresentazione del modello agli elementi finiti

Le pile sono schematizzate nel modello di calcolo come elementi di tipo beam a sezione costante. In particolare, ciascuna pila è discretizzata in 10 elementi.

Le pile sono collegate agli apparecchi di appoggio tramite un elemento orizzontale rigido e privo di peso. A loro volta gli apparecchi di appoggio sono collegati con l'asse delle singole travi mediante sempre elementi rigidi verticali e privi di peso.

I dispositivi antisismici sono introdotti nel modello come vincoli a comportamento elastico. Ciascuno di questi vincoli schematizza i dispositivi che esistono nella realtà su spalla fissa e su ciascuna pila.

Alla base delle pile vengono schematizzati i plinti di fondazione con elementi shell di spessore pari a 2,00 m collegati all'elemento frame della pila e i vincoli dei pali vengono schematizzati con semplici appoggi (n. 5 per le pile P1 e P5; n.7 pali per le pile P2, P3 e P4).

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

5.4.1 Risultati dell'analisi modale

Le figure seguenti illustrano le forme modali corrispondenti ai primi tre modi di vibrare significativi della struttura.

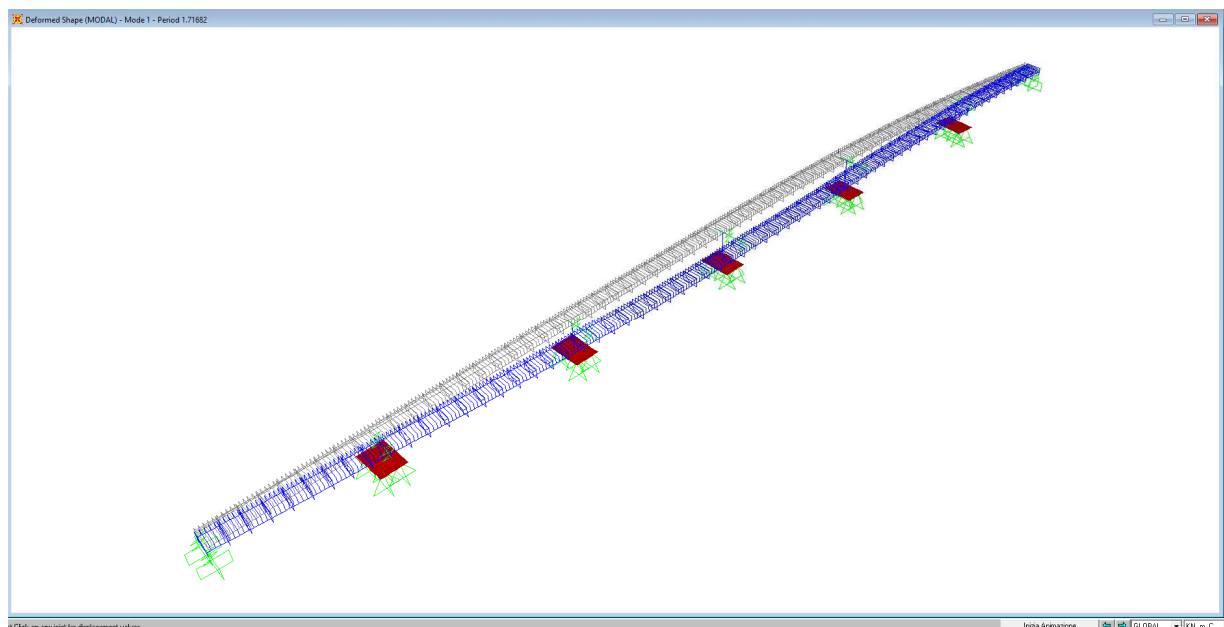


Figura 5.2: Forma modale corrispondente al primo modo di vibrare della struttura – $T_1=1.71$ s

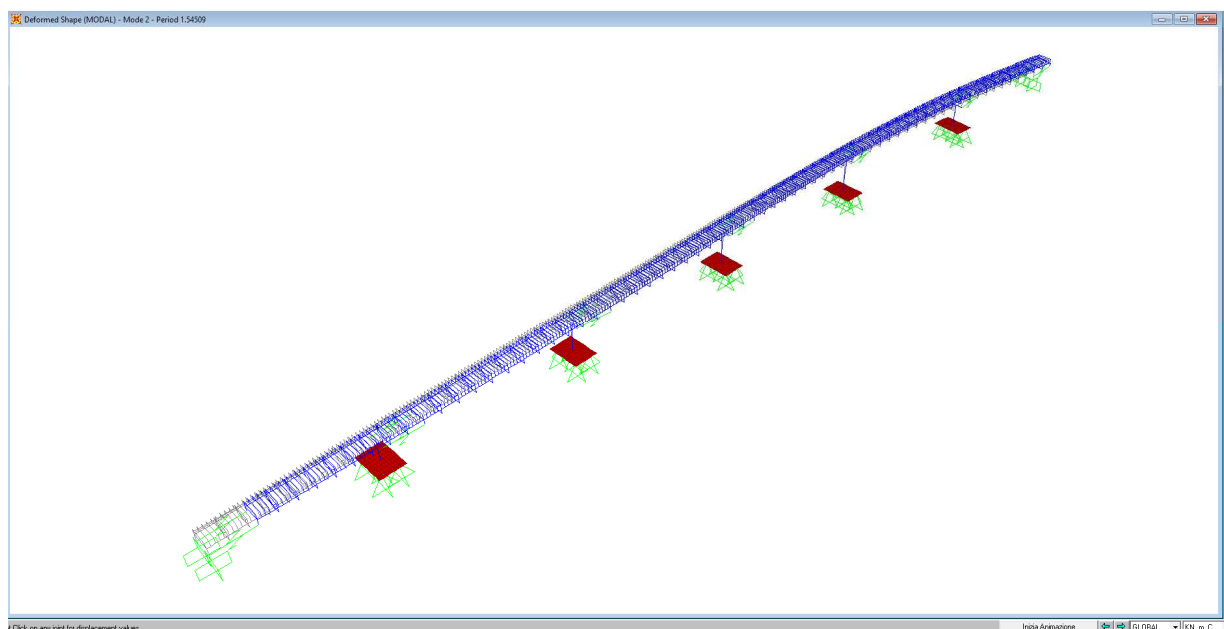


Figura 5.3: Forma modale corrispondente al secondo modo di vibrare della struttura – $T_2=1.54$ s

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

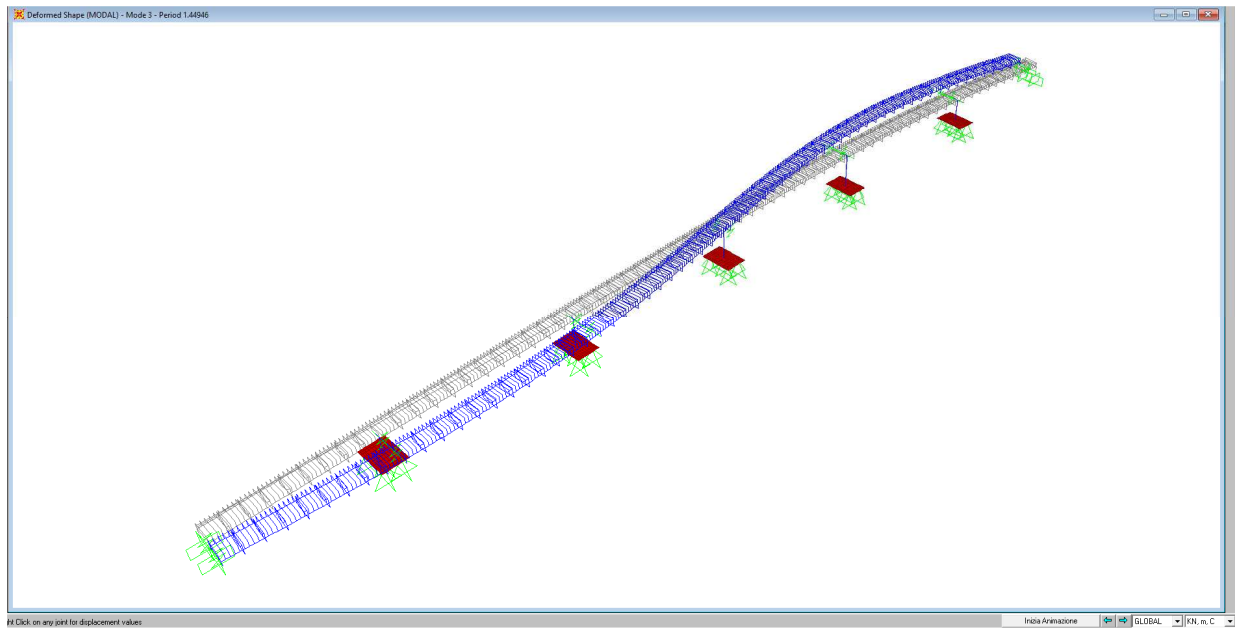


Figura 5.4: Forma modale corrispondente al terzo modo di vibrare della struttura – $T_3=1.44$ s

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

Si riportano nella tabella seguente i primi 50 periodi propri della struttura, con i relativi valori percentuali di massa eccitata.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.716825	0.00023	0.61788	2.17E-09
MODAL	Mode	2	1.545087	0.73195	0.6181	2.184E-09
MODAL	Mode	3	1.449463	0.73343	0.6181	2.187E-09
MODAL	Mode	4	1.161733	0.73343	0.71786	8.45E-09
MODAL	Mode	5	0.910281	0.73362	0.71786	4.648E-08
MODAL	Mode	6	0.682673	0.73364	0.72464	0.000002727
MODAL	Mode	7	0.630039	0.73364	0.72466	0.000007757
MODAL	Mode	8	0.554142	0.73364	0.72466	0.00087
MODAL	Mode	9	0.533639	0.73365	0.72466	0.00603
MODAL	Mode	10	0.451221	0.73365	0.72466	0.00605
MODAL	Mode	11	0.446891	0.73366	0.72468	0.00626
MODAL	Mode	12	0.439481	0.73366	0.72469	0.00631
MODAL	Mode	13	0.409124	0.73366	0.72527	0.00634
MODAL	Mode	14	0.389012	0.73366	0.72529	0.09071
MODAL	Mode	15	0.380484	0.73366	0.72529	0.21818
MODAL	Mode	16	0.344158	0.73366	0.72575	0.22089
MODAL	Mode	17	0.303986	0.73366	0.72575	0.2209
MODAL	Mode	18	0.289718	0.73366	0.72576	0.30053
MODAL	Mode	19	0.287162	0.73366	0.72576	0.5201
MODAL	Mode	20	0.259955	0.73366	0.72586	0.52692
MODAL	Mode	21	0.259371	0.73366	0.72617	0.5285
MODAL	Mode	22	0.25305	0.73366	0.72617	0.52854
MODAL	Mode	23	0.216896	0.73388	0.72617	0.52854
MODAL	Mode	24	0.214663	0.73389	0.72617	0.52854
MODAL	Mode	25	0.198371	0.7819	0.72617	0.52854
MODAL	Mode	26	0.185967	0.78226	0.72621	0.52854
MODAL	Mode	27	0.182959	0.82861	0.72621	0.52854
MODAL	Mode	28	0.177034	0.82872	0.72621	0.52855
MODAL	Mode	29	0.171552	0.82875	0.72626	0.52856
MODAL	Mode	30	0.166564	0.82875	0.72629	0.52958
MODAL	Mode	31	0.155283	0.82875	0.72802	0.52959
MODAL	Mode	32	0.14658	0.82876	0.72931	0.52964
MODAL	Mode	33	0.145666	0.8288	0.72966	0.52982
MODAL	Mode	34	0.140089	0.82909	0.73103	0.52983
MODAL	Mode	35	0.126411	0.86914	0.73125	0.52983
MODAL	Mode	36	0.123592	0.86935	0.7932	0.52984
MODAL	Mode	37	0.116942	0.86949	0.83516	0.52984
MODAL	Mode	38	0.101967	0.90572	0.83517	0.52984
MODAL	Mode	39	0.098	0.90574	0.83713	0.53001
MODAL	Mode	40	0.0922	0.9058	0.86734	0.53008
MODAL	Mode	41	0.082592	0.90581	0.86742	0.61065
MODAL	Mode	42	0.071993	0.90581	0.91827	0.61069
MODAL	Mode	43	0.056906	0.91106	0.9183	0.62053
MODAL	Mode	44	0.053672	0.92284	0.91854	0.63263
MODAL	Mode	45	0.045257	0.92416	0.94378	0.63263
MODAL	Mode	46	0.042953	0.94651	0.94451	0.65143
MODAL	Mode	47	0.039108	0.95632	0.9448	0.68752
MODAL	Mode	48	0.023388	0.98828	0.94557	0.68986
MODAL	Mode	49	0.020298	0.98888	0.97516	0.69098
MODAL	Mode	50	0.016828	0.98919	0.97526	0.89671

Tabella 5.5: Primi 50 periodi propri della struttura con i relativi valori di massa eccitata

6 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta nel seguito una descrizione delle azioni agenti sulle strutture, considerate per il dimensionamento degli elementi all'oggetto.

6.1 CARICHI ELEMENTARI

Le azioni di progetto, in accordo con quanto prescritto da D.M. de 17/01/2018, vengono di seguito elencate:

- g1 = peso proprio della struttura;
- g2 = carichi permanenti portati;
- g3 = altri carichi permanenti;
- ε1 = distorsioni di progetto;
- ε2 = ritiro del calcestruzzo;
- ε3 = viscosità;
- q1 = carichi mobili;
- q2 = effetto dinamico dei carichi mobili;
- q3 = azioni longitudinali di frenamento;
- q4 = azione centrifuga;
- q5 = azione del vento;
- q6 = spinta idrodinamica;
- q7 = variazioni termiche;
- q8 = resistenze di attrito agli appoggi;
- q9 = azioni sui parapetti: urto di un veicolo in svio;
- q10 = azioni sismiche.

6.1.1 Peso proprio della struttura g1

Il peso proprio degli elementi strutturali (travi longitudinali, trasversi e soletta) è computato considerando un peso specifico pari a $\gamma_{cls} = 25.0$ kN/mc per il calcestruzzo e pari a $\gamma_{acciaio} = 78.5$ kN/mc per l'acciaio. Il peso della carpenteria metallica è pari a 9666 kN.

Carp. metallica:	$9666 \text{ kN} / 325.2 \text{ ml} =$	30.00 kN/ml
Soletta in c.a.:	$11.00 \times 0.31 \times 25.00 \text{ kN/ml} =$	85.25 kN/ml
Peso della carpenteria sulla singola trave: Carp. Metallica/2=		15.00 kN/ml
Peso della soletta sulla singola trave: Soletta in c.a./2=		42.63 kN/ml

6.1.2 Carichi permanenti portati g2

Cordoli in c.a.:	$(0.75 + 0.75) \times 0.20 \times 25.00 \text{ kN/mc} =$	6.50 kN/ml
Pavimentazione:	$(9.50) \times 0.11 * 26.67 (*) \text{ kN/mq} =$	27.87 kN/ml
Massetto pendenze	$0.14 / 2 * 20 = \text{ kN/mc} =$	1.40 kN/ml
Guardrail:	$2 * 1.5 \text{ kN/ml} =$	3.00 kN/ml
Velette in c.a. sp=5cm:	$2 * 0.05 * 0.6 * 25 \text{ kN/mc} =$	1.50 kN/ml
Sommano:		40.27 kN/ml

(*) il peso di volume della pavimentazione è pari a 24 kN/m^3 , poiché per tale carico si utilizza un coefficiente di combinazione pari a 1.5, maggiore rispetto a quello di progetto pari a 1.35.
Pertanto, si ha:

$$\gamma_{p_{av}} = 1.5/1.35 * 24 = 26.67 \text{ kN/m}^3$$

Peso dei permanenti portati sulla singola trave: Perm./2= 20.14 kN/ml

6.1.3 Cedimento differenziale di pile e spalle ($\epsilon 1$)

Si è valutato l'effetto prodotto dal cedimento isolato di ogni singolo appoggio della trave continua (pile e spalle).

Il cedimento viene calcolato in funzione della distanza tra gli appoggi considerati (1/5000 Luce):

- Luce di 42 m, il cedimento è pari a 0.84 cm;
- Luce di 42-60 m, il cedimento è pari a 1.02 cm;
- Luce di 60 m, il cedimento è pari a 1.2 cm;

6.1.4 Ritiro ($\epsilon 2$) e viscosità ($\epsilon 3$)

Gli effetti della viscosità sulla soletta sono valutati mediante l'adozione di un modulo elastico del calcestruzzo corretto.

$$E^*_c = \frac{E_c}{1 + \phi(t)}$$

dove:

- E^*_c è il valore medio del modulo elastico del calcestruzzo;
- $\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0)$ è il coefficiente di viscosità definito nell'Appendice B della norma UNI EN 1992-1-1:2005;
- t_0 è l'età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione del carico (per i carichi permanenti è assunto $t_0 = 28 \text{ gg}$);
- t è l'età del calcestruzzo in giorni all'istante considerato;
- ϕ_0 e $\beta_c(t - t_0)$ sono coefficienti funzioni della resistenza media a compressione del calcestruzzo f_{cm} , dell'umidità relativa ambientale RH e della dimensione convenzionale della sezione $h_0 = 2A_c / u$ (A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo ed u è il perimetro esposto ad essiccamento).

Nel caso in oggetto la dimensione convenzionale della sezione vale $h_0 = 688 \text{ mm}$ e, assumendo un'umidità relativa $RH = 75\%$, si ottiene per $t_0 = 28 \text{ gg}$ e $t = 10000 \text{ gg}$ $\phi(t, t_0) = 1.21$ (azioni lente da carichi permanenti) e per $t_0 = 1 \text{ gg}$ e $t = 10000 \text{ gg}$ $\phi(t, t_0) = 2.25$ (azioni lente da effetti primari e secondari da ritiro).

Le caratteristiche geometriche di una sezione trasversale composta sono definite omogeneizzando la soletta alla trave metallica. Per le azioni di breve durata, si utilizza il modulo elastico del calcestruzzo a 28 giorni. Per le azioni di lunga durata, si definiscono i rapporti modulari corretti in funzione del tipo di azione, mediante l'espressione:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{E_s}{\frac{E_c}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)}} = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0))$$

avendo indicato con $n_0 = \frac{E_s}{E_c}$ il rapporto modulare per azioni di breve durata ed essendo $\psi_L = 1.1$ il coefficiente moltiplicativo di viscosità da usare per carichi permanenti e $\psi_L = 0.55$ il coefficiente moltiplicativo della viscosità da usare per azioni lente da ritiro.

Nella relazione da ora in poi si adotterà la dizione "a tempo t_0 o a tempo t_{00} " intendendo che il modulo elastico del calcestruzzo è rispettivamente E_c o E_c -viscoso o equivalentemente che il coefficiente di omogeneizzazione vale rispettivamente 6.06 o 14.12 (azioni lente da carichi permanenti) e 13.55 (azioni lente da effetti primari e secondari da ritiro).

La deformazione da ritiro $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ è calcolata secondo quanto prescritto nell'Appendice B della norma UNI EN 1992-1-1:2005:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t, t_s)$$

dove:

- $\varepsilon_{ca}(t)$ è la deformazione del calcestruzzo per ritiro autogeno al tempo t ;
- $\varepsilon_{cd}(t, t_s)$ è la deformazione di base dovuta a ritiro per essiccamento.

Nel caso in oggetto, per una dimensione convenzionale della sezione $h_0 = 688 \text{ mm}$ e un'umidità relativa $RH = 75\%$, si ottiene (per $t_s = 1 \text{ gg}$ e $t = 10000 \text{ gg}$) $\varepsilon_{ca} = 6.25 \cdot 10^{-5}$ e $\varepsilon_{cd}(t) = 2.7 \cdot 10^{-4}$, da cui:
 $\varepsilon_{cs}(t, t_s) = 3.35 \cdot 10^{-4}$.

$$\Delta t_{eq} = \varepsilon_{roo}/\alpha = 34.0^\circ \quad \text{Variazione termica equivalente}$$

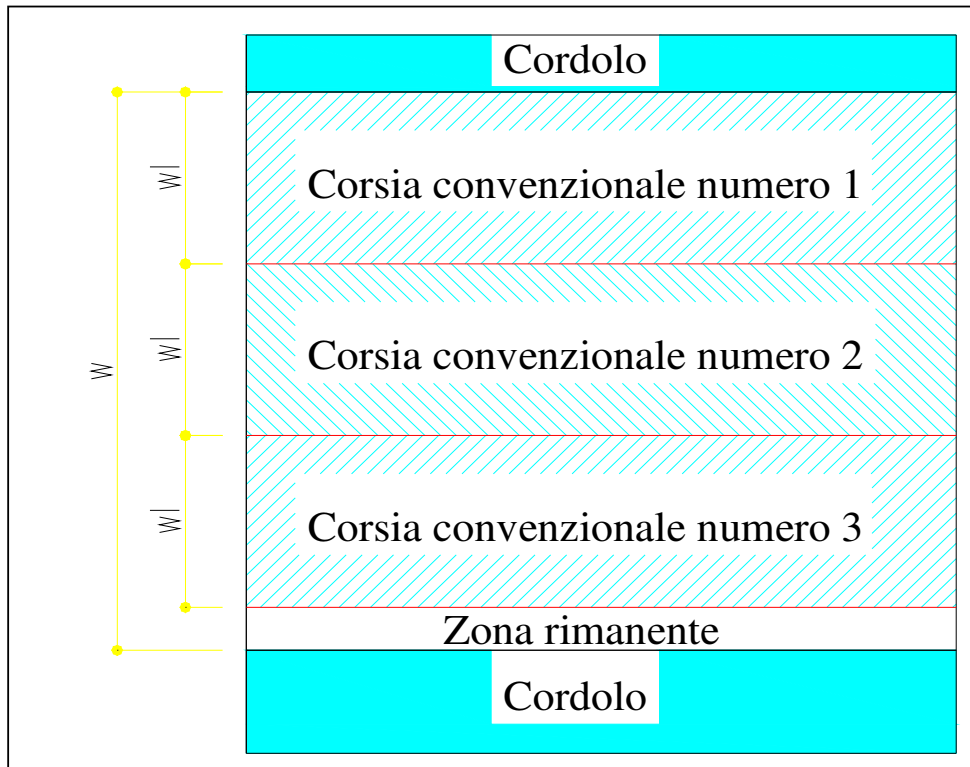
6.1.5 Carichi mobili q_1

Questi sono i carichi stabiliti convenzionalmente dalla normativa specifica per il calcolo dei ponti. I carichi vanno applicati su una "corsia convenzionale" avente un ingombro trasversale stabilito in 3,00m, e sulla "zona rimanente" avente un ingombro trasversale pari a $w - (3.00 \times nl)$, dove "w" è la larghezza della carreggiata e "nl" è il numero di corsie convenzionali. Nel caso specifico, considerata la variabilità della larghezza della carreggiata, si ha:

$$w = 9.50 \text{ m}$$

$$nl = \text{Int}(w/3) = \text{Int}(9.50)/3 = 3$$

$$\text{Larghezza della zona rimanente} = w - (3.00 \times nl) = 0.50 \text{ m}$$



Carico Q1k: mezzo convenzionale a due assi: 600,00 kN
 Carico q1k: carico ripartito: 9 kN/m²
 Carico Q2k : mezzo convenzionale a due assi: 400,00 kN
 Carico q2k: carico ripartito: 2,5 kN/ m²
 Carico Q3k : mezzo convenzionale a due assi: 200,00 kN
 Carico q3k: carico ripartito: 2,5 kN/ m²
 Carico q4k : zona rimanente: 2,5 kN/ m²
 Carico q1e : folla compatta sui marciapiedi: 2.5 kN/ m²

Compatibilmente con la larghezza complessiva della piattaforma carrabile, vengono considerati:

Una colonna di carico costituita da un solo mezzo Q1k (600 kN) e da uno o più tratti di carico q1k (9 kN/mq), disposti ai fini del calcolo delle strutture principali, lungo l'asse della corsia più sfavorevole;

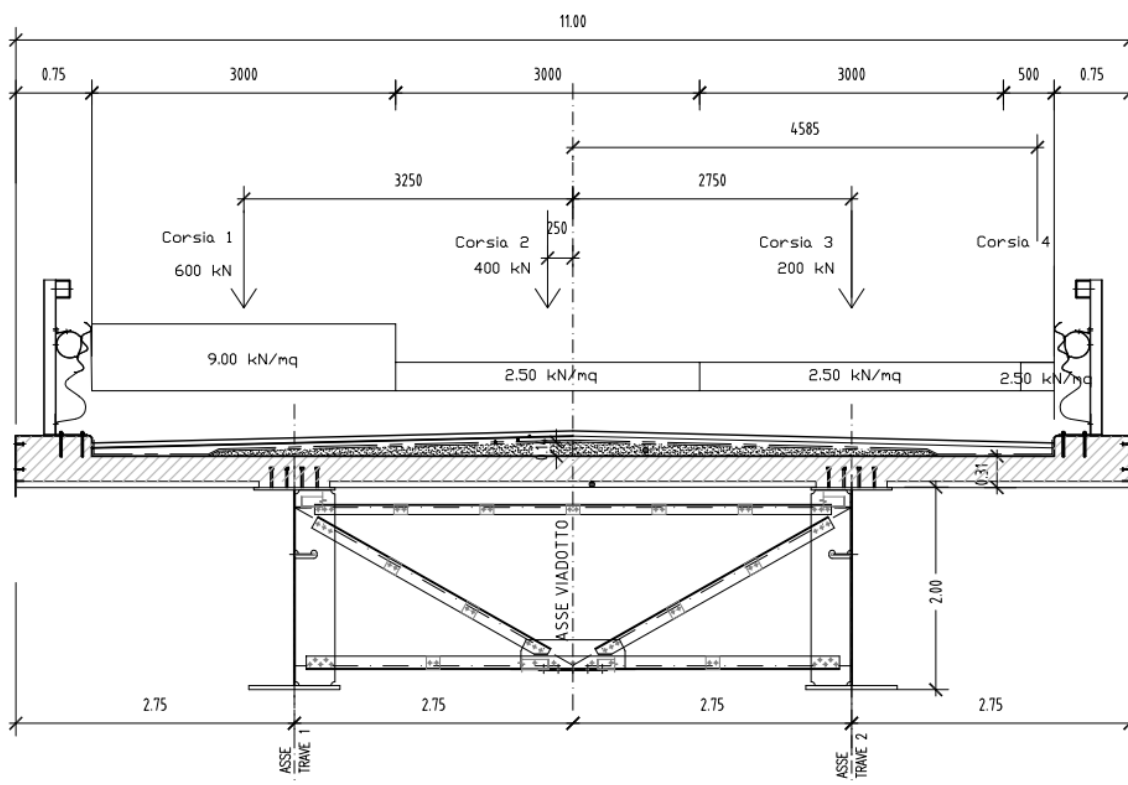
Una seconda colonna di carico analoga alla precedente ma con intensità dei carichi ridotta (Q1k=400 kN; q1k=2.5 kN/mq);

Una terza e una quarta colonna di carico analoga alla precedente ma con intensità dei carichi ridotta (Q1k=200 kN; q1k=2.5 kN/mq);

Una quarta colonna di carico pari a 2.5 kN/ mq (zona rimanente);

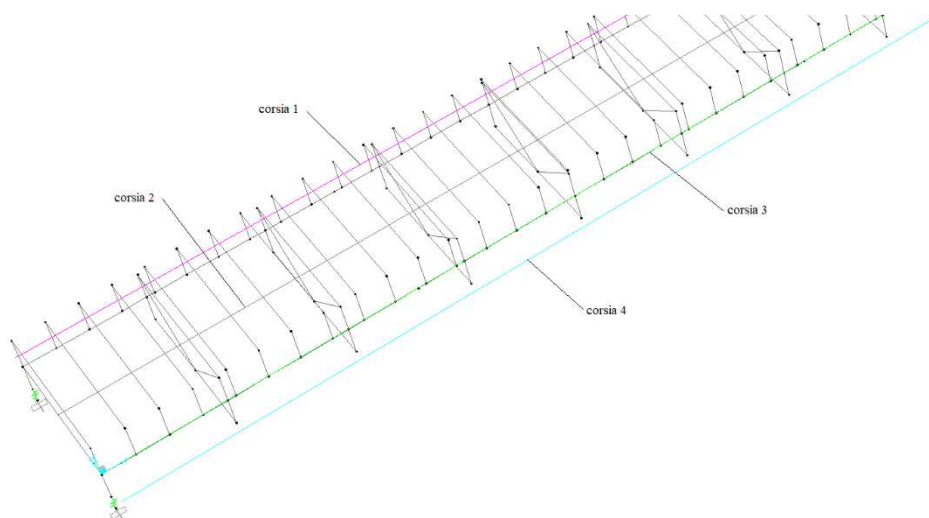
Compatibilmente con la larghezza complessiva della piattaforma carrabile, viene considerata la seguente distribuzione dei carichi:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE



Tali carichi in direzione longitudinale sono considerati viaggianti sull'intero impalcato e in direzione trasversale considerati nelle configurazioni che massimizzano le sollecitazioni di verifica delle sottostrutture.

In particolare, avremo due configurazioni: la prima che massimizza il momento trasversale sulle sottostrutture con i carichi disposti in maniera più eccentrica possibile rispetto all'asse delle pile e la seconda che massimizza lo sforzo normale con tutti i carichi mobili presenti sull'impalcato.



Corsie di carico

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

Dati Veicolo Generico

Nome veicolo: Unità:

Carichi Assali Flottanti

	Valore	Tipo di Larghezza	Larghezza
Per M. di Corsia	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text"/>
Per Altre Risposte	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text"/>

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi
 Forze Appoggio Verticale Interno
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia:
Bordo Interno Corsia:

Effetti Lunghezza

Assale: Mod/Mostra
Uniforme: Mod/Mostra

Carichi

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Leading Load	Infinite		27.	Zero Width		300.	One Point	
Leading Load	Infinite		27.	Zero Width		300.	One Point	
Fixed Length	1.2		27.	Zero Width		300.	One Point	
Trailing Load	Infinite		27.	Zero Width				

Agg. Inserisci Modif. Canc.

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio Fatt di Riduzione Scambio:

Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

OK Annulla

Dati Veicolo Generico

Nome veicolo: Unità:

Carichi Assali Flottanti

	Valore	Tipo di Larghezza	Larghezza
Per M. di Corsia	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text"/>
Per Altre Risposte	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text"/>

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi
 Forze Appoggio Verticale Interno
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia:
Bordo Interno Corsia:

Effetti Lunghezza

Assale: Mod/Mostra
Uniforme: Mod/Mostra

Carichi

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		200.	One Point	
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		200.	One Point	
Fixed Length	1.2		7.5	Zero Width		200.	One Point	
Trailing Load	Infinite		7.5	Zero Width				

Agg. Inserisci Modif. Canc.

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio Fatt di Riduzione Scambio:

Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

OK Annulla

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

Dati Veicolo Generico

Nome veicolo: Q3K Unità: KN, m, C

Carichi Assali Flottanti

	Valore	Tipo di Larghezza	Larghezza
Per M. di Corsia	0.	One Point	
Per Altre Risposte	0.	One Point	

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi
 Forze Appoggio Verticale Interno
 Altre Risposte

Min Dist Permessa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia: 0.3048
Bordo Interno Corsia: 0.6096

Effetti Lunghezza

Assale: None Mod/Mostra
Uniforme: None Mod/Mostra

Carichi

Carico	Minimo	Massimo	Uniforme	Uniforme	Uniforme	Assale	Assale	Assale
Tipo Lunghezza	Distanza	Distanza	Carico	Tipo di Larghezza	Larghezza	Carico	Tipo di Larghezza	Larghezza
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		100.	One Point	
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		100.	One Point	
Fixed Length	1.2		7.5	Zero Width		100.	One Point	
Trailing Load	Infinite		7.5	Zero Width				

Agg. Inserisci Modif. Canc.

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio Fatt di Riduzione Scambio:

Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

OK Annulla

Dati Veicolo Generico

Nome veicolo: Qriman Unità: KN, m, C

Carichi Assali Flottanti

	Valore	Tipo di Larghezza	Larghezza
Per M. di Corsia	0.	One Point	
Per Altre Risposte	0.	One Point	

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi
 Forze Appoggio Verticale Interno
 Altre Risposte

Min Dist Permessa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia: 0.3048
Bordo Interno Corsia: 0.6096

Effetti Lunghezza

Assale: None Mod/Mostra
Uniforme: None Mod/Mostra

Carichi

Carico	Minimo	Massimo	Uniforme	Uniforme	Uniforme	Assale	Assale	Assale
Tipo Lunghezza	Distanza	Distanza	Carico	Tipo di Larghezza	Larghezza	Carico	Tipo di Larghezza	Larghezza
Leading Load	Infinite		1.25	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		1.25	Zero Width		0.	One Point	
Trailing Load	Infinite		1.25	Zero Width				

Agg. Inserisci Modif. Canc.

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio Fatt di Riduzione Scambio:

Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

OK Annulla

Veicoli

6.1.6 Incremento dinamico q_2

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

6.1.7 Forza di frenatura q_3

La forza di frenatura è pari a:

$$180\text{kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900\text{kN}$$

essendo "w1" ed "L" rispettivamente la larghezza e la lunghezza totale della prima corsia di carico del viadotto.

Nel nostro caso si ha:

$$q_3 = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 3 \cdot 9 \cdot 324 = 1235 \text{ kN} > 900 \text{ kN}$$

Si adotta il valore di 900 kN.

6.1.8 Forza centrifuga q_4

Nel nostro caso il raggio di curvatura è pari a 865 m, pertanto la forza centrifuga sarà la seguente:

$$q_4 = 40 \cdot Q_v / R = 40 \cdot 2400 / 865 = 111 \text{ kN}$$

in cui:

$Q_v = 2 \cdot 1200$ è il carico tandem dello schema 1.

$R = 865 \text{ m}$ è il raggio di curvatura dell'impalcato.

L'azione distribuita su tratto in curva dell'impalcato (162 m) è pari a:

$$q_{4,u} = 111 / 162 = 0,68 \text{ kN/m}$$

6.1.9 Azione del vento q_5

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

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.

ZONE 1,2,3,4,5						
	mare	costa				
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

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

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

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

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

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			850
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			34.000
α_R (T_R)			1.03924
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			35.334



p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
 q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 c_e (coefficiente di esposizione)
 c_p (coefficiente di forma)
 c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	780.31
--------------	--------

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione

CATEGORIA	ZONE 1,2,3,4,5					
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
 Categoria III in zona 5
 ** Categoria III in zona 2,3,4,5
 Categoria IV in zona 1

CATEGORIA	ZONA 6				
	2 km	10 km	30 km	500m	
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

CATEGORIA	ZONE 7,8		
	1,5 km	0,5 km	costa
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
 Categoria III in zona 7

CATEGORIA	ZONA 9	
	mare	costa
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	C	850

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

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
IV	0.22	0.3	8	1

z [m]	C_e
z = 11	1.848

Per Z si è assunto l'altezza massima dell'impalcato da p.c.

q_b	0.781	kN/mq	
C_e	1.848		Coefficiente di esposizione
C_p	1.4		Coefficiente di forma
C_d	1		Coefficiente dinamico
p	2.10	kN/mq	Pressione del vento

Nel nostro caso avremo:

$$H_{imp,max} = (3.00 + 0.31 + 0.11 + 3.00) \text{ m} = 6.42 \text{ m}$$

Dove:

3.00 m rappresenta l'altezza delle travi in acciaio;

0.31 m rappresenta l'altezza max della soletta in c.a.;

0.11 m rappresenta l'altezza della pavimentazione;

3.00 m rappresenta l'altezza della superficie esposta al vento.

$$\text{Risultante: } R_v = 2.10 \cdot 6.42 = 13.48 \text{ kN/m} \quad M_v = 13.48 \cdot (6.42/2 - 1.5) = 23.05 \text{ kNm/m}$$

Con:

R_v risultante della forza dovuta al vento

M_v risultante del momento dovuto al vento rispetto al baricentro della trave

2.10 kN/mq la pressione del vento

6.42 l'altezza su cui agisce il vento

6.42/2-1.0 è la distanza tra il baricentro di applicazione della pressione del vento e il baricentro della trave.

6.1.10 Azioni idrodinamiche (q6)

Non sono presenti azioni idrodinamiche sulle pile.

6.1.11 Variazioni termiche (q7)

Sono state considerate variazioni di temperatura pari a:

I valori caratteristici della variazione termica uniforme per la massima espansione/contrazione si possono esprimere con la seguente formulazione:

$$\Delta T_{exp} = +T_{e,max} - T_0 \quad [C5.1.5]$$

$$\Delta T_{con} = -T_{e,min} + T_0 \quad [C5.1.6]$$

- $T_{e,max}$ e $T_{e,min}$ sono rispettivamente la massima e minima temperatura uniforme del ponte ricavabili, come indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5, in funzione della T_{min} e T_{max} dell'aria esterna di cui al § 3.5 delle NTC ($T_{max}=42^{\circ}C$; $T_{min} = -15^{\circ}C$)
- T_0 è la temperatura iniziale all'atto della regolazione degli appoggi del ponte di cui al § 3.5.4 delle NTC (pari a $15^{\circ}C$).

Quindi:

$$\Delta T_{exp} = 42-15=27^{\circ}C$$

$$\Delta T_{con} = -15-15=-30^{\circ}C$$

Pertanto, in favore di sicurezza si considera lo stesso valore di variazione uniforme di temperatura sia in allungamento che in accorciamento della struttura:

Variazione termica uniforme di $\pm 30^{\circ}C$

Differenziale tra la trave d'acciaio e la soletta di $\pm 5^{\circ}C$.

6.1.12 Azioni parassite per attrito degli apparecchi d'appoggio (q8)

Per effetto degli spostamenti orizzontali dell'impalcato in corrispondenza degli appoggi scorrevoli dovuti a variazioni termiche, ritiro della soletta in c.a etc., si sviluppano azioni orizzontali di attrito, funzione delle caratteristiche degli appoggi impiegati.

Sulla struttura sono presenti come apparecchi di appoggio degli isolatori elastomerici.

A causa della tipologia di appoggio adottata le azioni parassite sono in realtà di forze di richiamo elastiche e dipendono quindi dalle deformazioni assiali dell'impalcato e dalla rigidità elastica dell'apparecchio.

Detta k la rigidità orizzontale dell'isolatore, ΔT (27°) la variazione termica uniforme dell'impalcato, ΔTr (34°) la variazione termica uniforme equivalente al ritiro, indicando con α il coeff. dilatazione termica e con "d" la distanza dell'appoggio dall'asse di simmetria longitudinale del viadotto (Asse pila P3: asse rispetto a cui avvengono le deformazioni), si ha per la forza orizzontale $F_{res.passive}$ esercitata sul singolo allineamento:

$$F_{res.passive_allineamento_spalla,A-B} = k*d*\alpha*(\Delta T + \Delta Tr) = 6340*162*0.00001*(27+34)=626.5 \text{ kN}$$

$$F_{res.passive_allineamento_P1-P5} = k*d*\alpha*(\Delta T + \Delta Tr) = 6340*120*0.00001*(27+34)=464.1 \text{ kN}$$

$$F_{res.passive_allineamento_P2-P4} = k*d*\alpha*(\Delta T + \Delta Tr) = 6340*60*0.00001*(27+34)=232.05 \text{ kN}$$

$$F_{res.passive_allineamento_P3} = k*d*\alpha*(\Delta T + \Delta Tr) = 6340*0*0.00001*(27+34)=0.0 \text{ kN}$$

6.1.13 Azioni eccezionali (q9)

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN, distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera – 0,10 m), h2 = 1,00 m.

6.1.14 Azione sismica sull'insieme impalcato/pile (q10)

Si rimanda al § 5.2.1 per la descrizione dettagliata dell'azione sismica applicata alla struttura.

6.2 COMBINAZIONI DEI CARICHI ELEMENTARI

Le azioni di cui ai paragrafi precedenti sono combinate tra loro, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto utili alle verifiche di stabilità o alle verifiche di resistenza dei singoli elementi strutturali. Le combinazioni di carico considerate sono riportate nella seguente tabella:

6.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi

COMB.	g1	Perm	Sp_terr	Car. Mob.	Fren.	Centr.	Vento	Sisma	Res_pass	Cedimenti
										Differenziali
										Pile-spalle
STR_I	1	1	1	0	0	0	1.5	0	1	0
STR_II	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0.9	0	1.35	1.2
STR_III	1	1	1	1.35	0	0	0.9	0	1	0
STR_IV	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0.9	0	1.35	1.2
STR_V	1	1	1	1.025	1.35	0	0.9	0	1	0
STR_VI	1.35	1.35	1.35	1.025	1.35	1.35	0.9	0	1.35	1.2
SISMA_1	1	1	1	0	0	0	0	Ex=1.00	1	0
								Ey=0.30		
								Ez=0.30		
SISMA_2	1	1	1	0	0	0	0	Ex=0.30	1	0
								Ey=1.00		
								Ez=0.30		
SISMA_3	1	1	1	0	0	0	0	Ex=0.30	1	0
								Ey=0.30		
								Ez=1.00		

Per le verifiche si usa il seguente approccio:

Combinazione 1: (A1+M1)

In cui:

A1 sono le combinazioni indicate precedentemente con il prefisso STR.

M1 e M2 i coefficienti parziali che si applicano ai parametri di resistenza del terreno:

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'k$	$\gamma\phi'$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'k$	$\gamma c'$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γc_u	1.0	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma\gamma$	1.0	1.00

6.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

COMB.	g1	Perm	Sp_terr	Car. Mob.	Fren.	Centr.	Vento	Sisma	Res_pass	Cedimenti
										Differenziali
										Pile-spalle
SLE_I	1	1	1	0	0	0	1	0	1	1
SLE_II	1	1	1	1	0	0	0.6	0	1	1
SLE_III	1	1	1	0.75	1	1	0.6	0	1	1
QP	1	1	1	0	0	0	0	0	1	1
FR_I	1	1	1	0.75	0	0	0.2	0	1	1
FR_II	1	1	1	0.75	0.75	0.75	0.2	0	1	1

SLE: Combinazione di carico per le verifiche tensionali;

QP/ FR: Combinazioni di carico per le verifiche a fessurazione.

7 RISULTATI DELL'ANALISI

Di seguito vengono riportati in forma tabellare e grafica i risultati dell'analisi in termini di sollecitazioni per le combinazioni di carico SLU, SLE, SLV degli elementi maggiormente sollecitati (Pila 4 e Pila 5):

7.1 SOLLECITAZIONI

7.1.1 Fondazione Pila 4

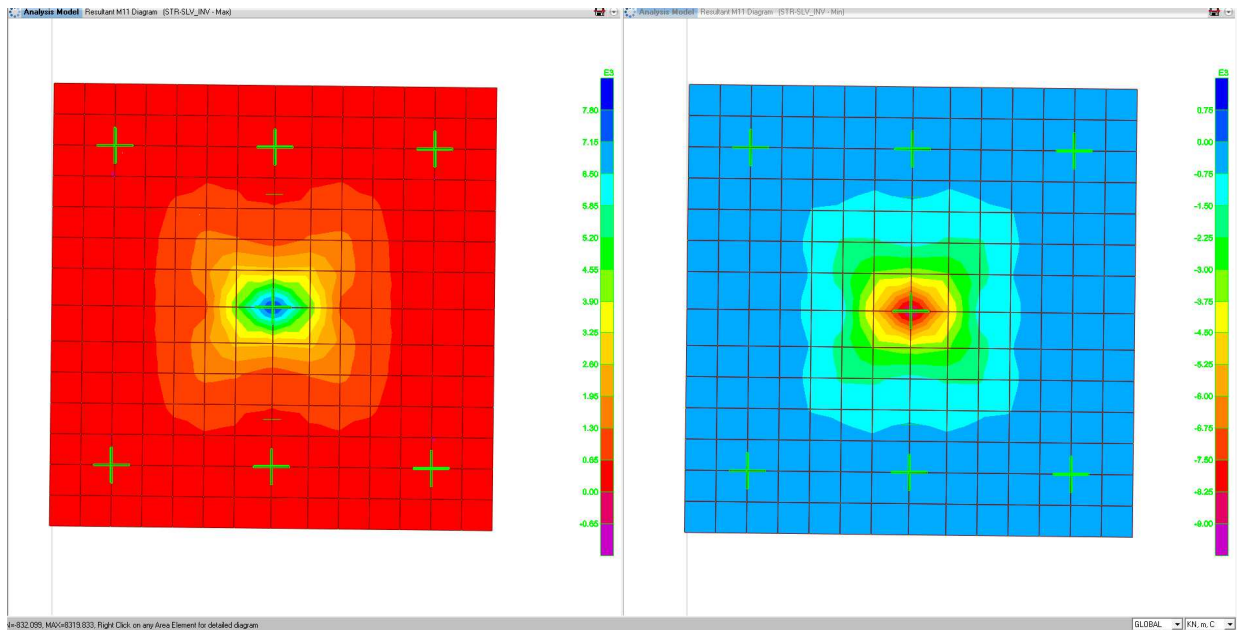


Diagramma dei momenti M11(STR-SLV)

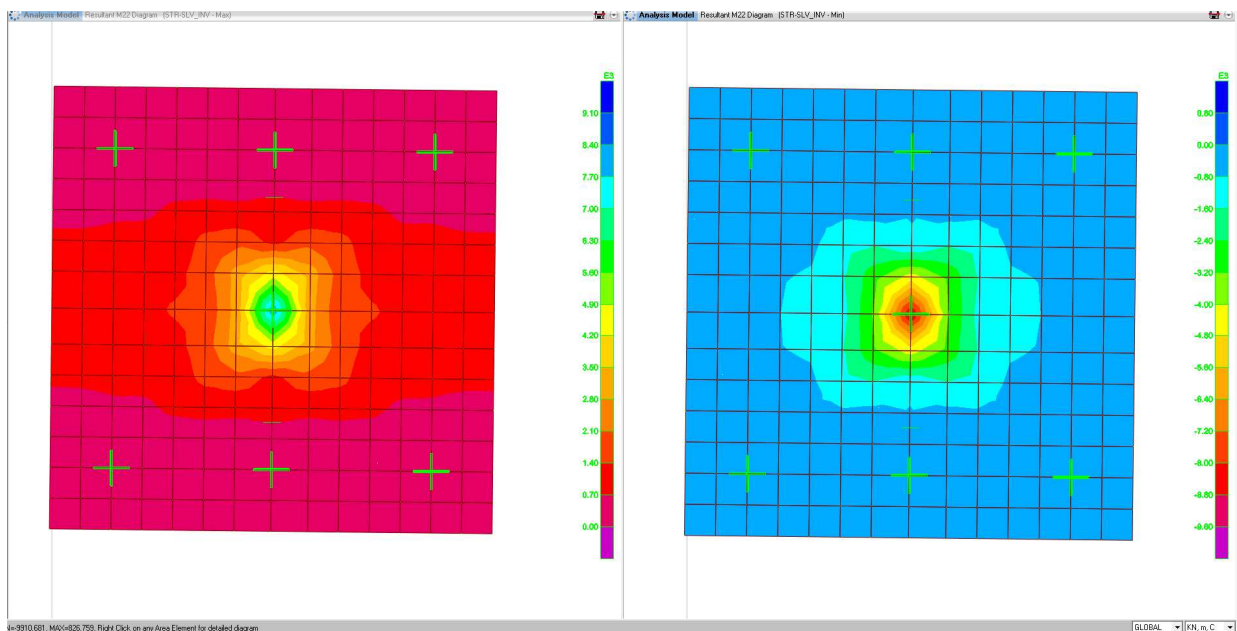


Diagramma dei momenti M22 (STR-SLV)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

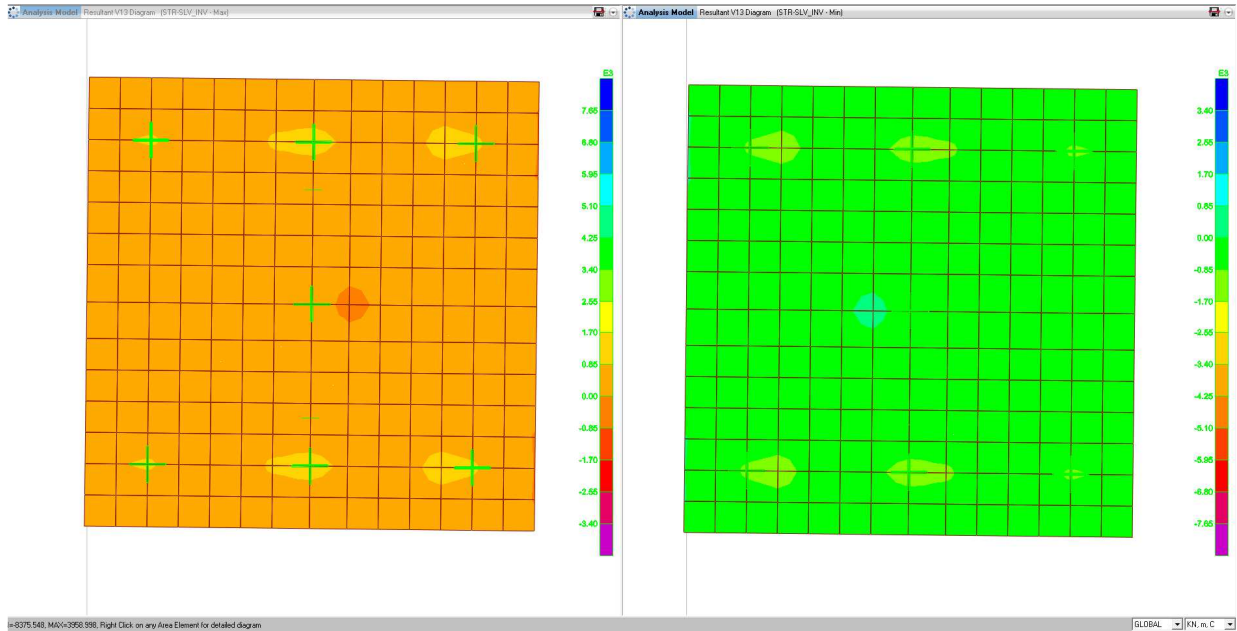


Diagramma dei tagli V13 (STR-SLV)

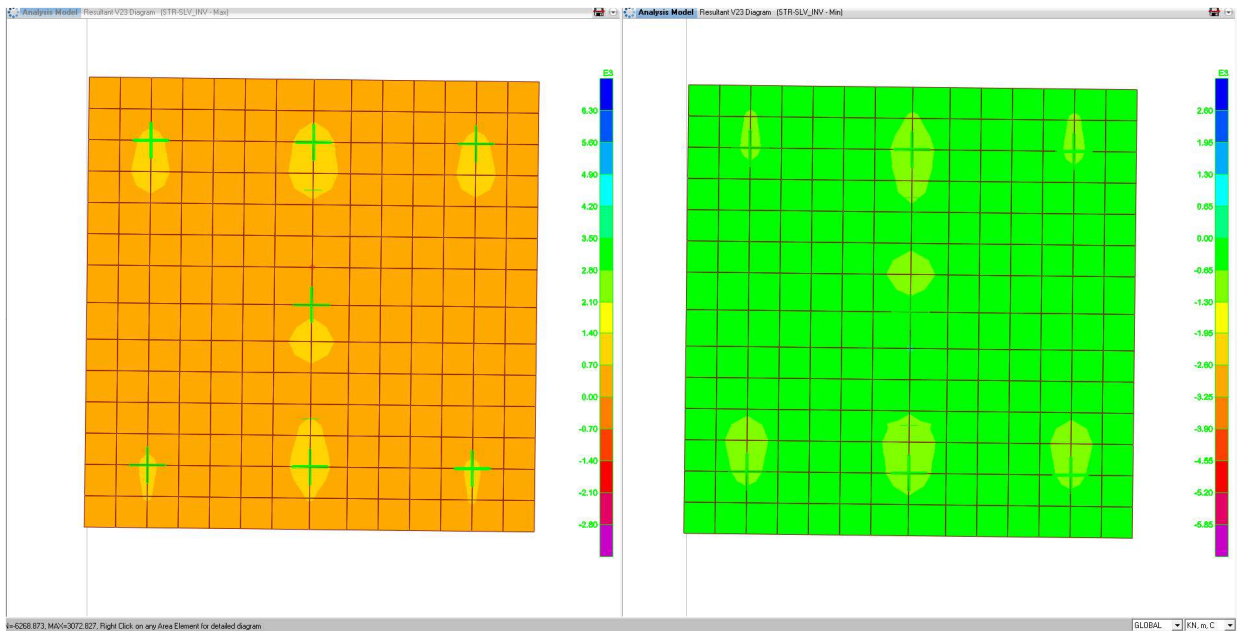


Diagramma dei tagli V23 (STR-SLV)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

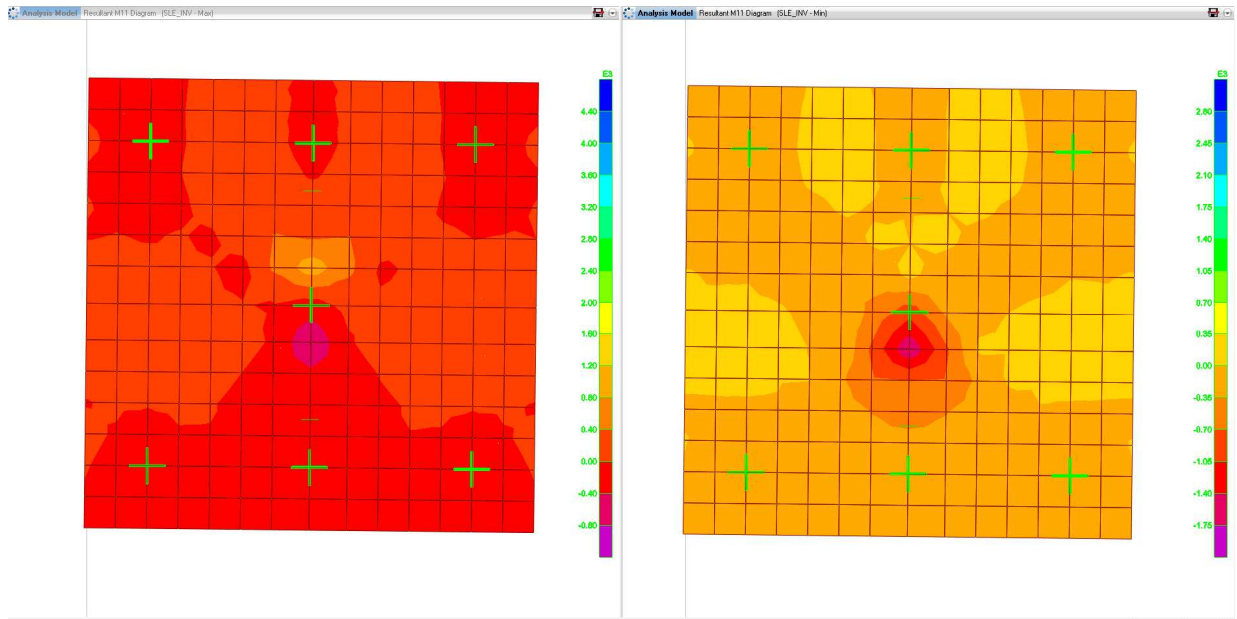


Diagramma dei momenti M11(SLE)

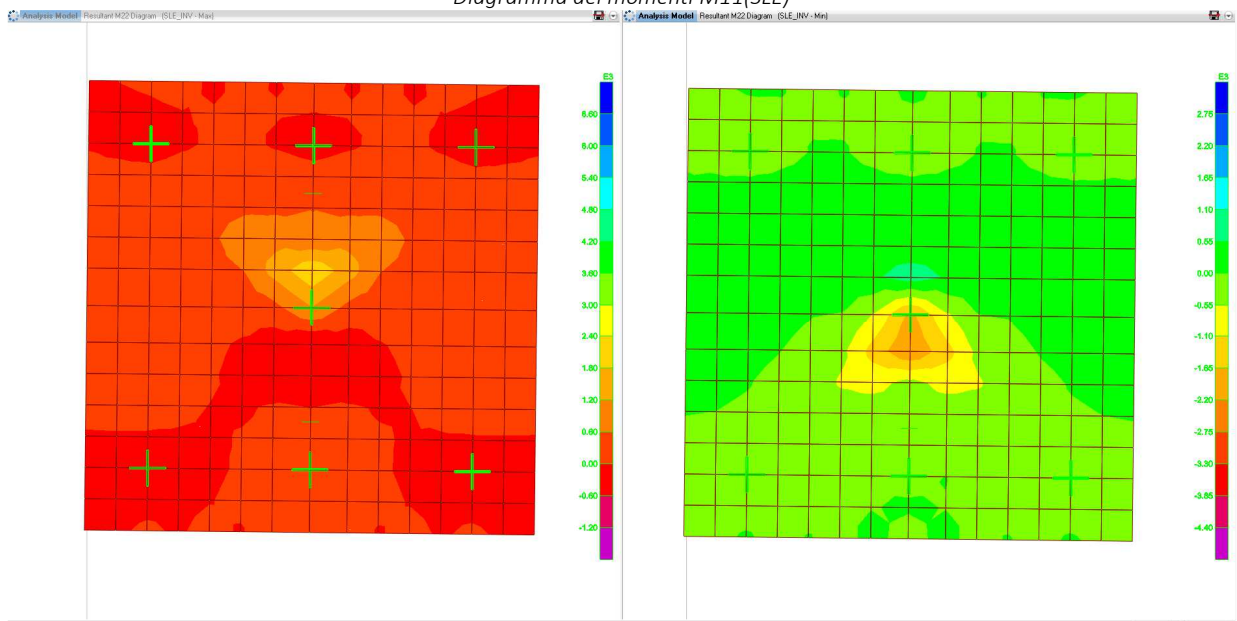


Diagramma dei momenti M22 (SLE)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

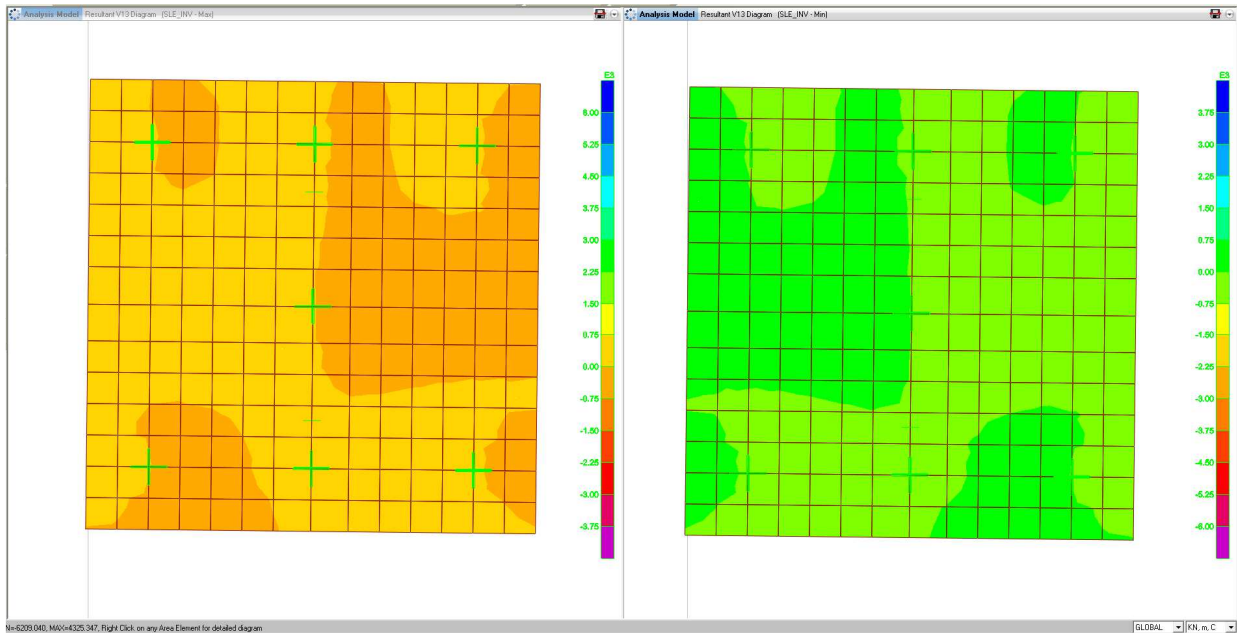


Diagramma dei tagli V13 (SLE)

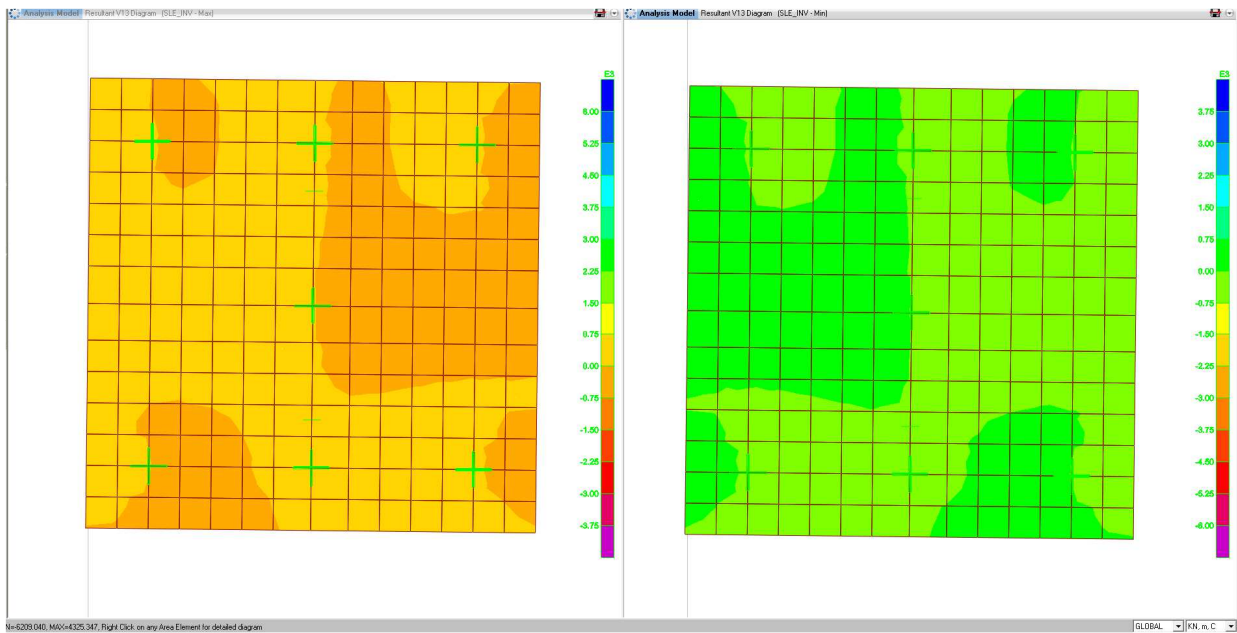


Diagramma dei tagli V23 (SLE)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

7.1.2 Pila P4

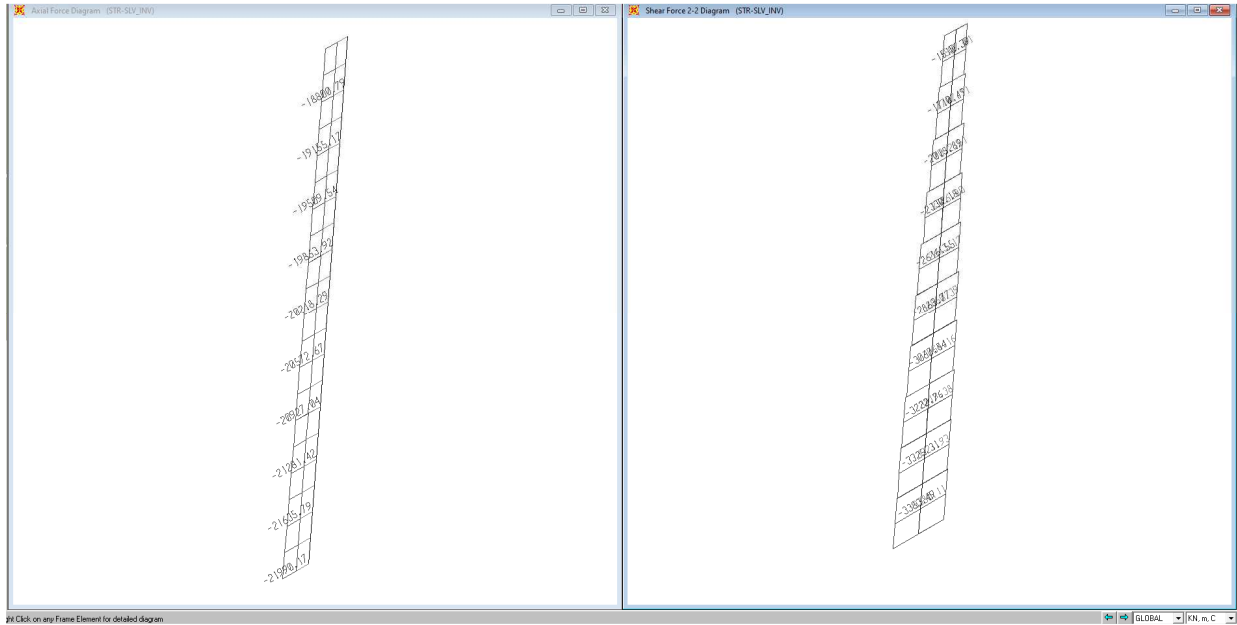


Diagramma degli sforzi assiali P e di taglio V2 (STR-SLV)

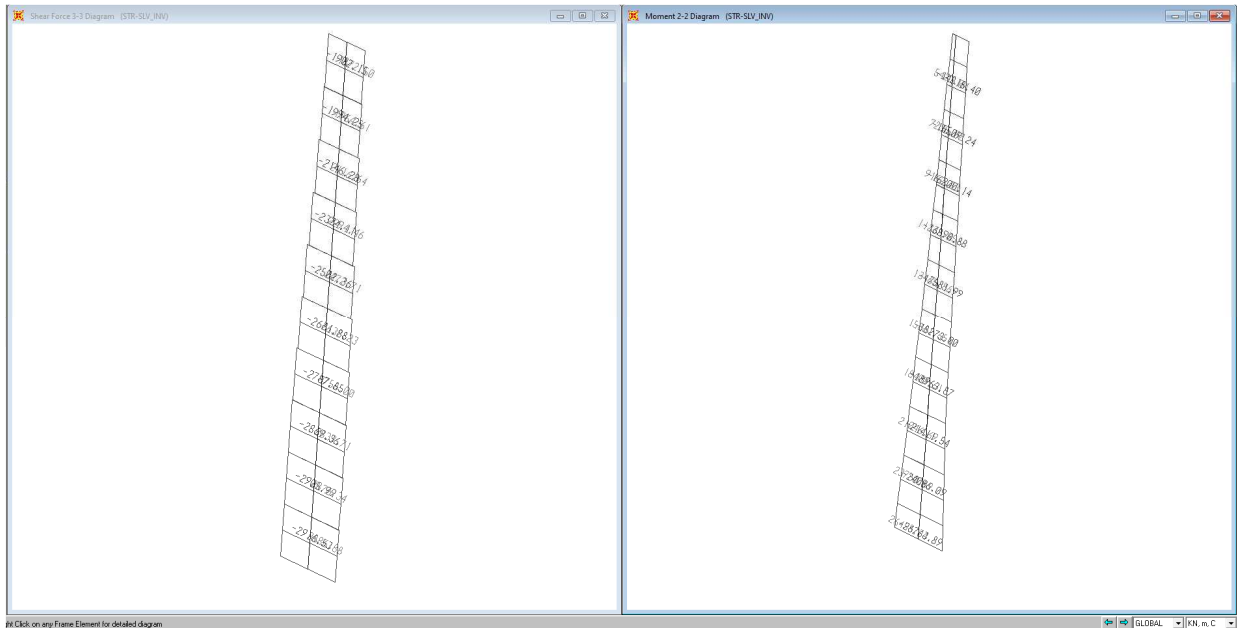


Diagramma di taglio V3 e di momento M2 (STR-SLV)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

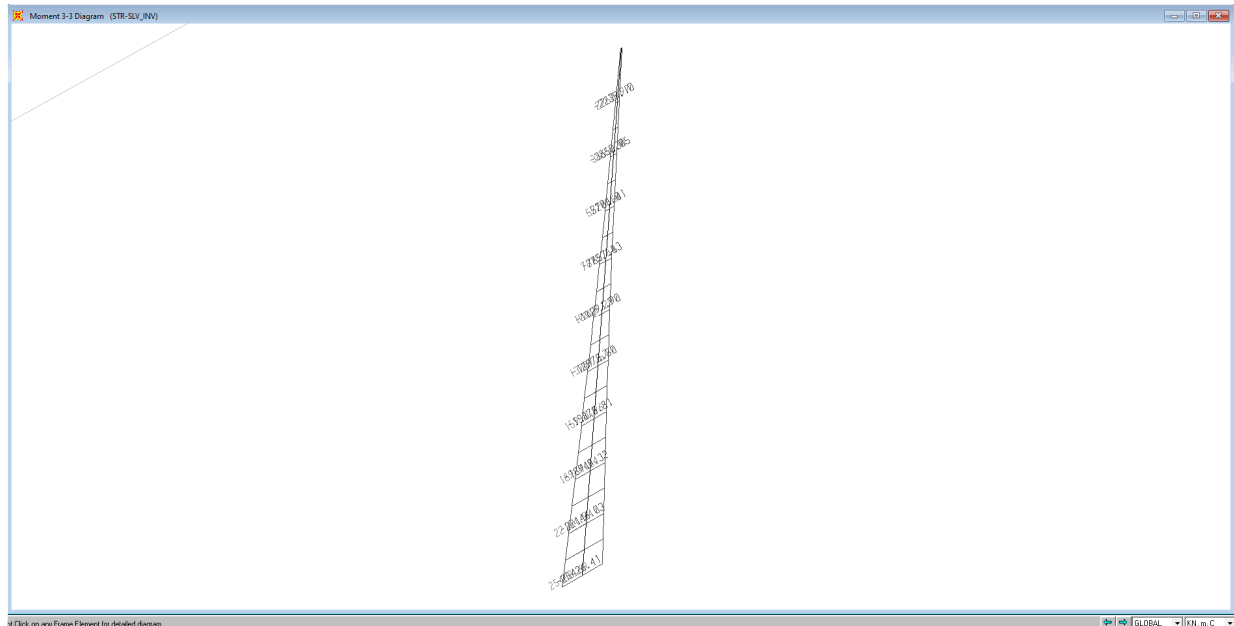


Diagramma di momento M3 (STR-SLV)

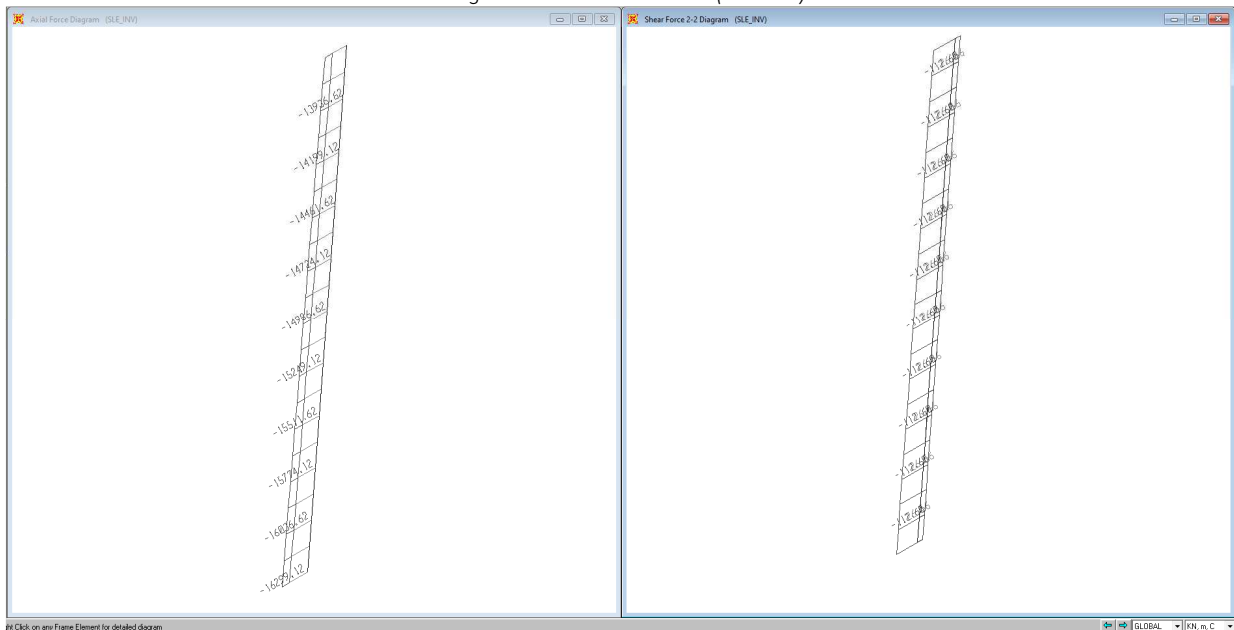


Diagramma degli sforzi assiali P e di taglio V2 (SLE)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

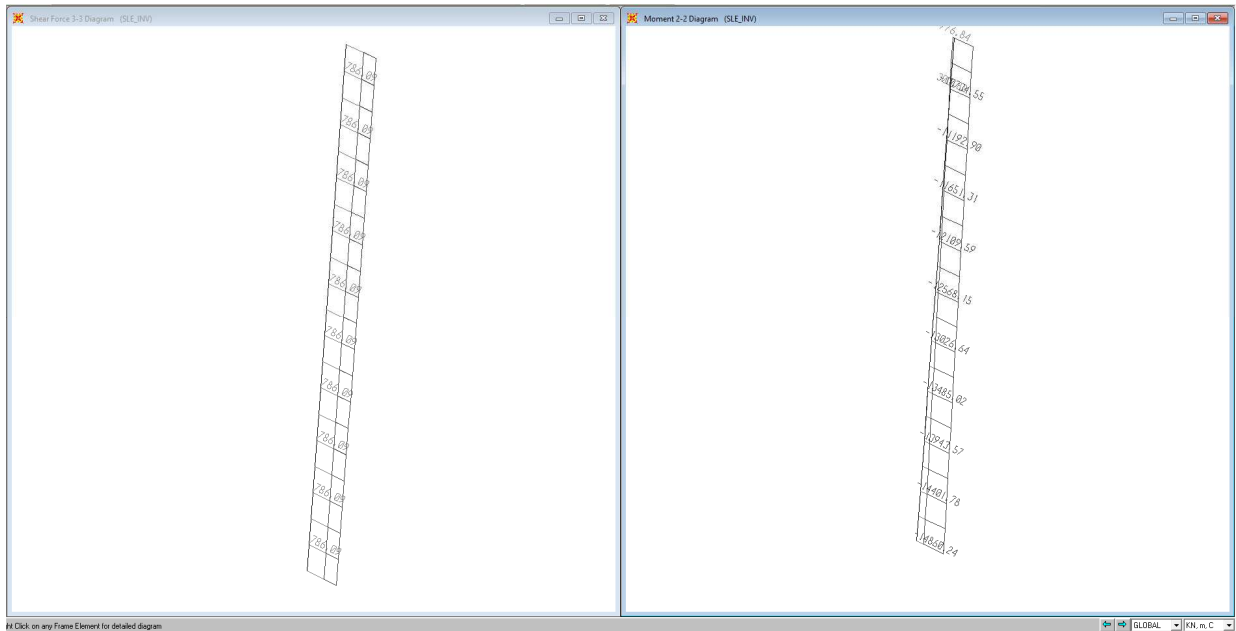


Diagramma di taglio V3 e di momento M2 (SLE)

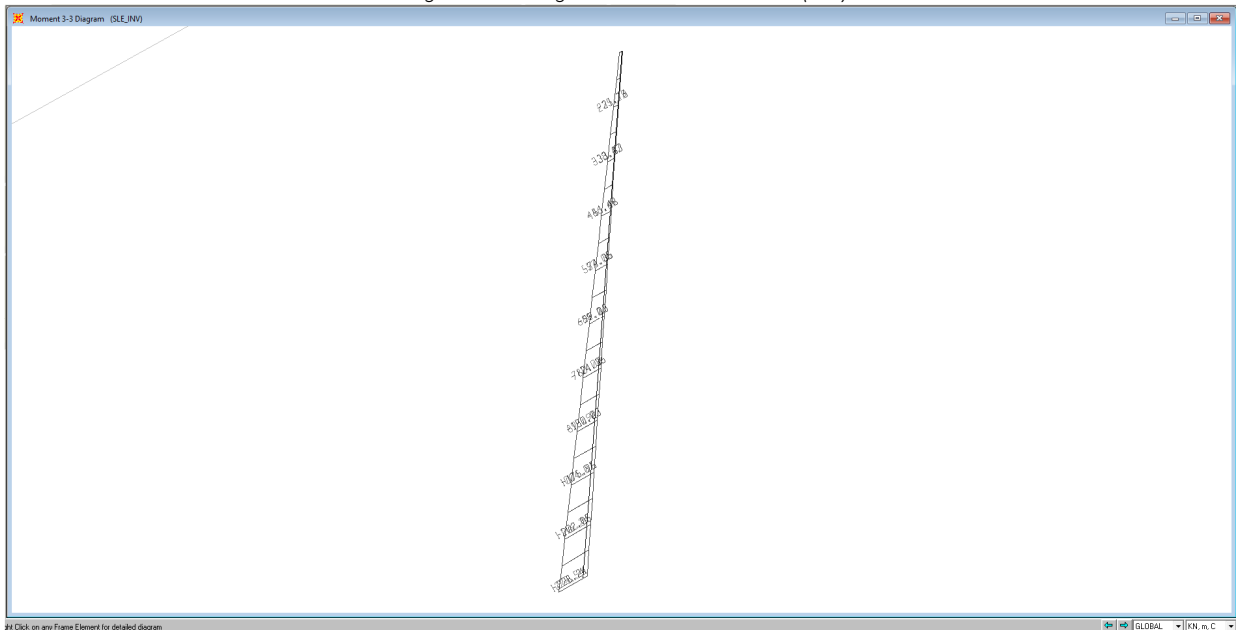


Diagramma di momento M3 (SLE)

7.1.3 Fondazione Pila 5

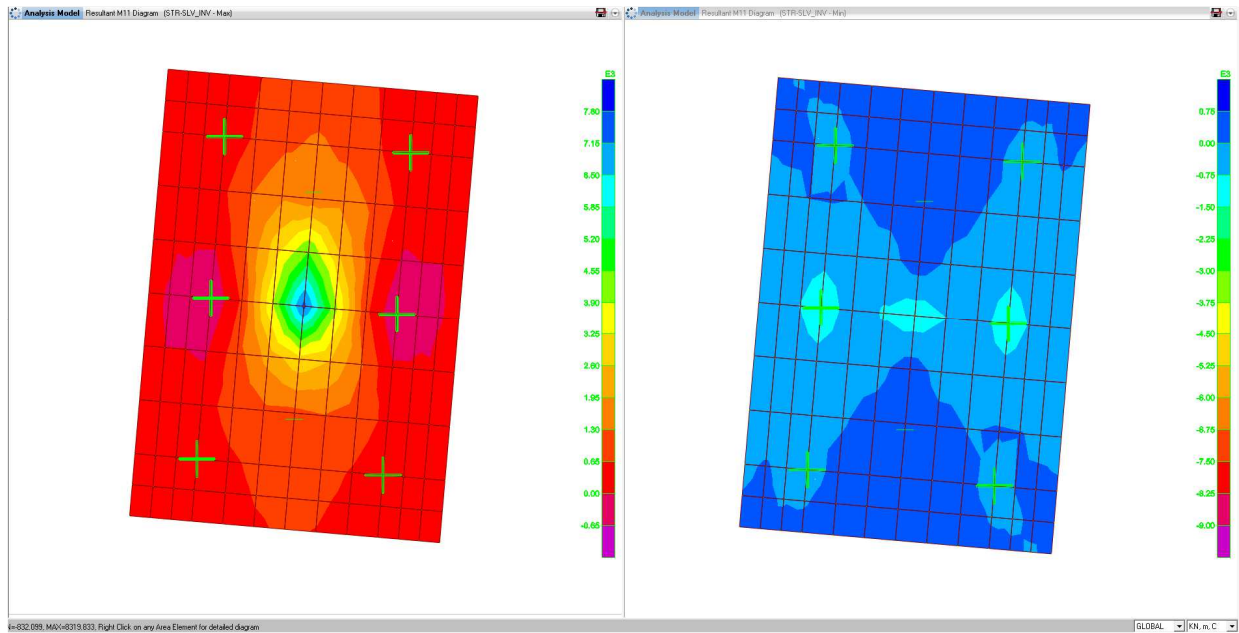


Diagramma dei momenti M11(STR-SLV)

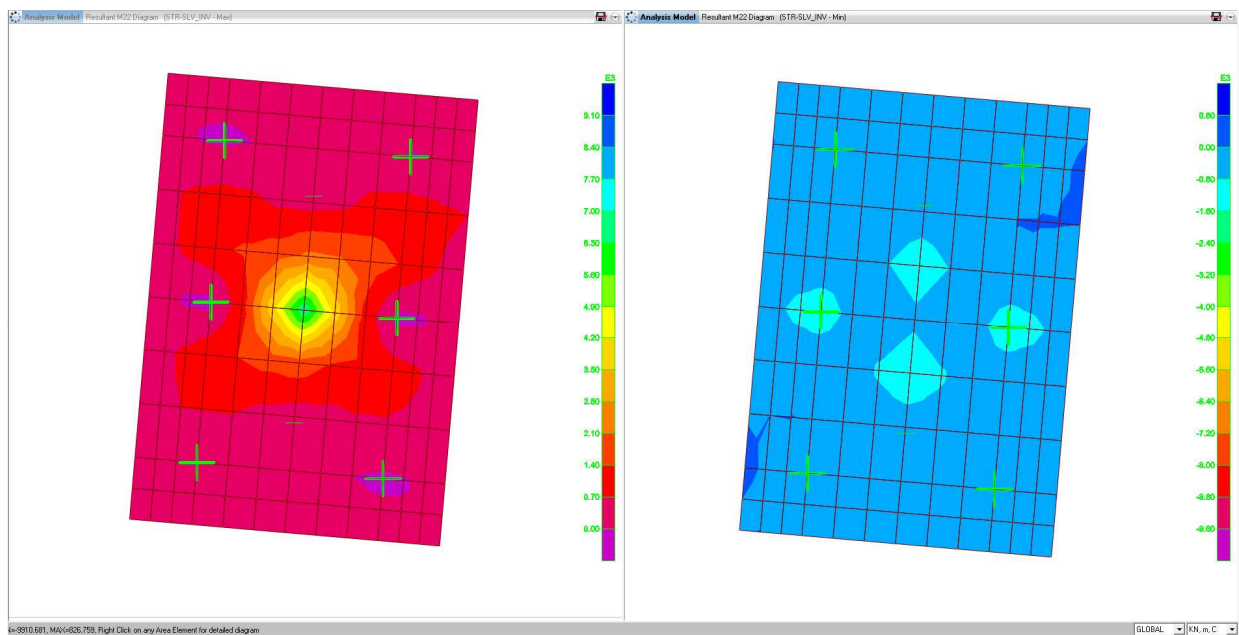


Diagramma dei momenti M22 (STR-SLV)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

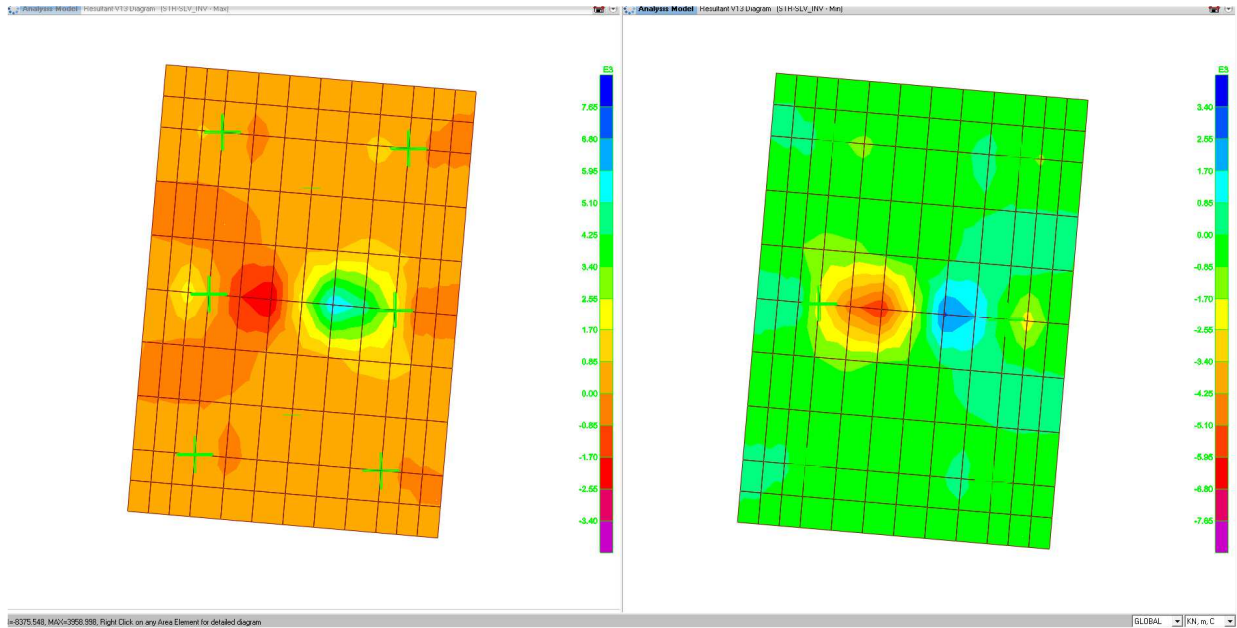


Diagramma dei tagli V13 (STR-SLV)

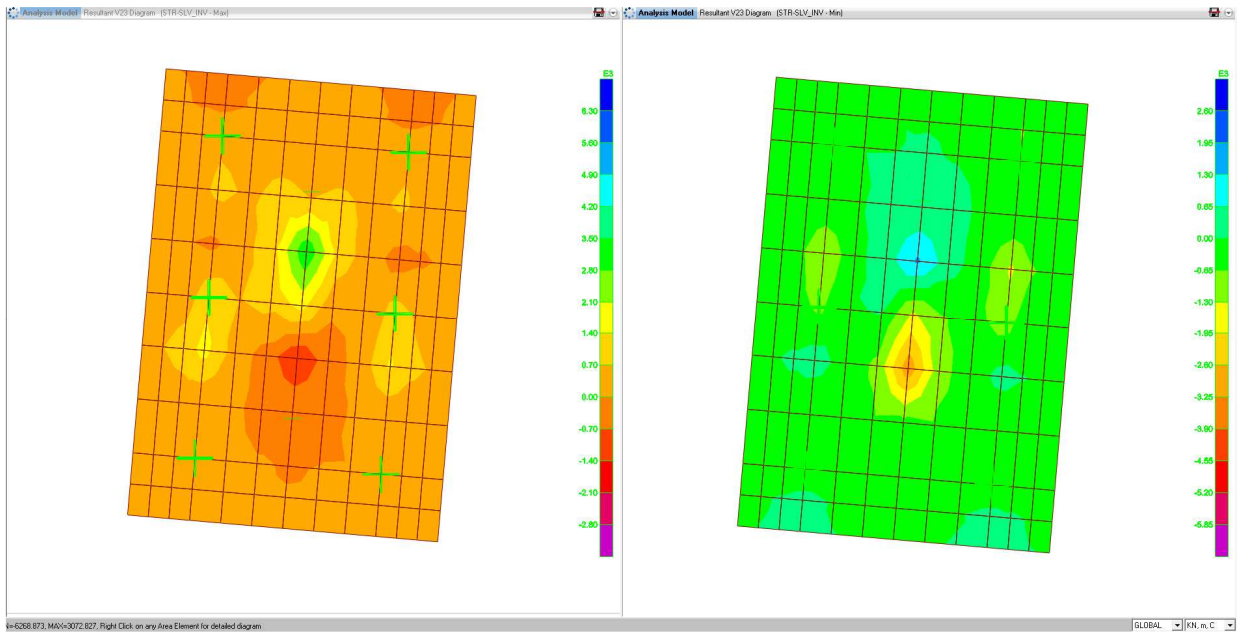


Diagramma dei tagli V23 (STR-SLV)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

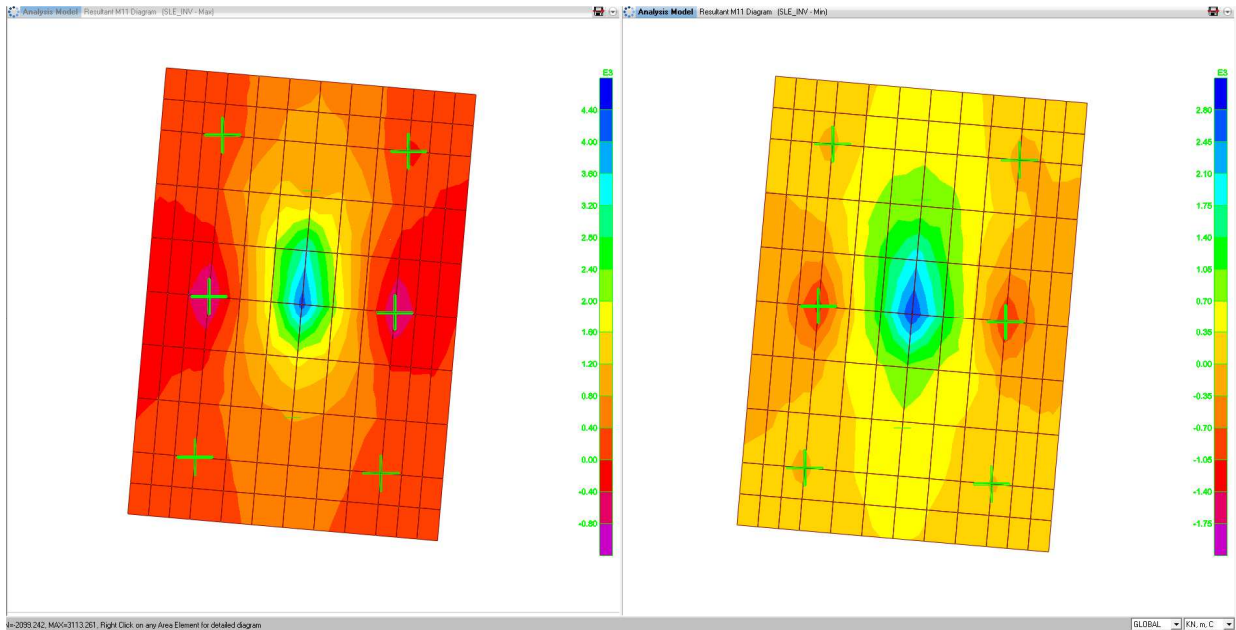


Diagramma dei momenti M11(SLE)

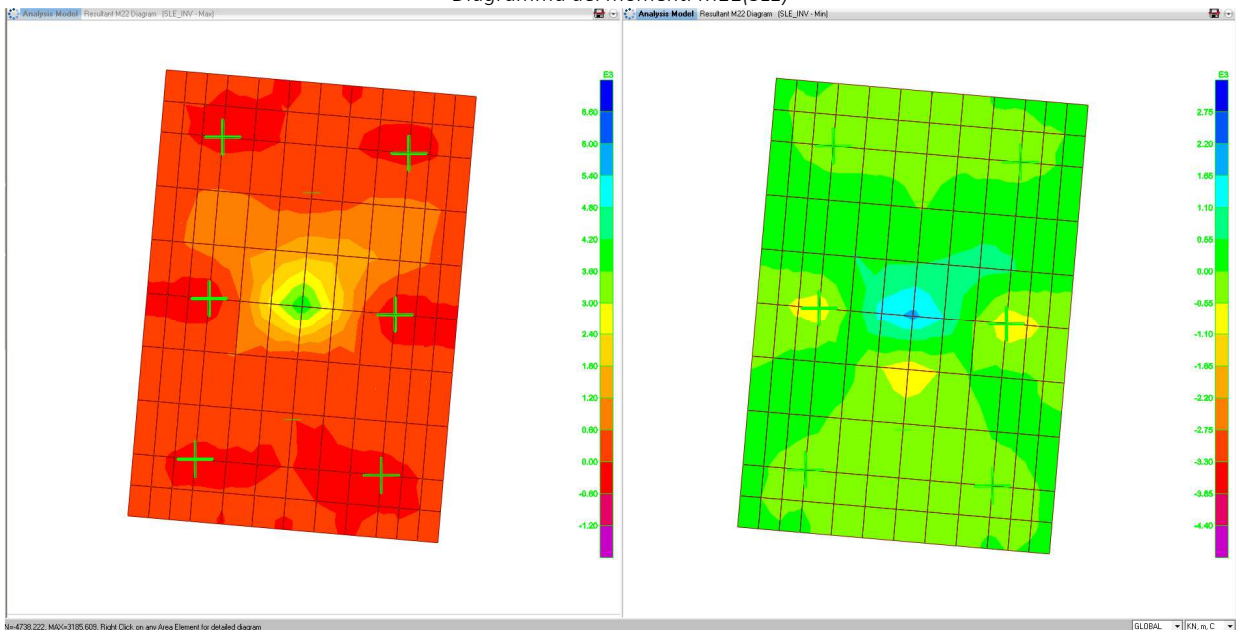


Diagramma dei momenti M22 (SLE)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

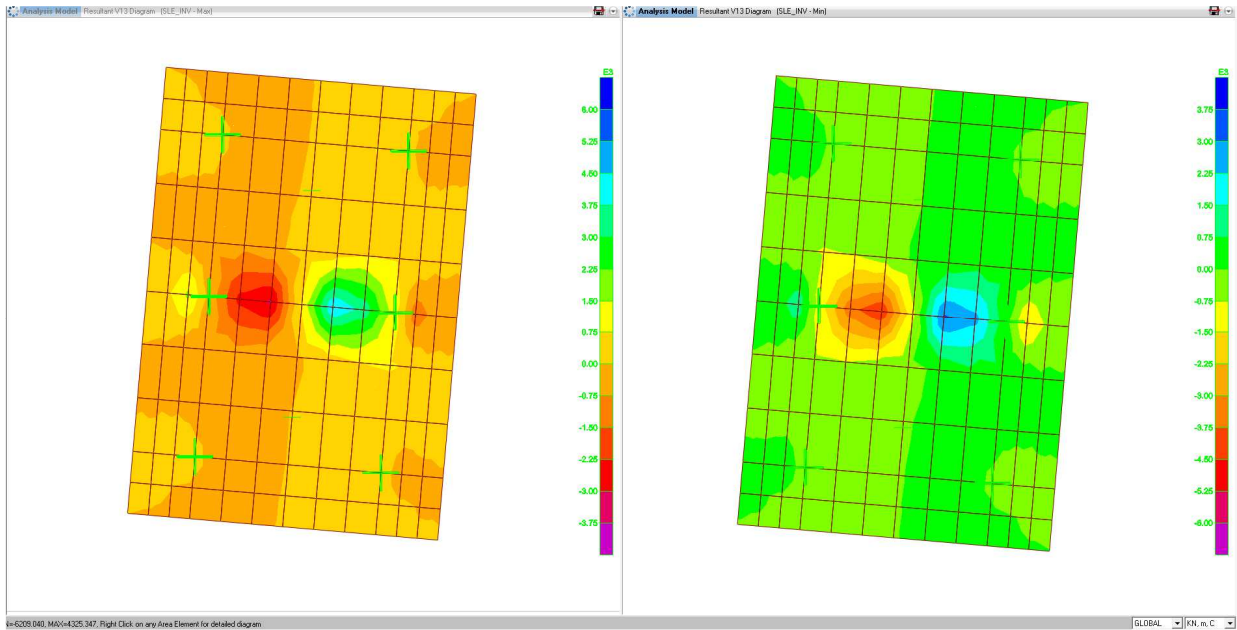


Diagramma dei tagli V13 (SLE)

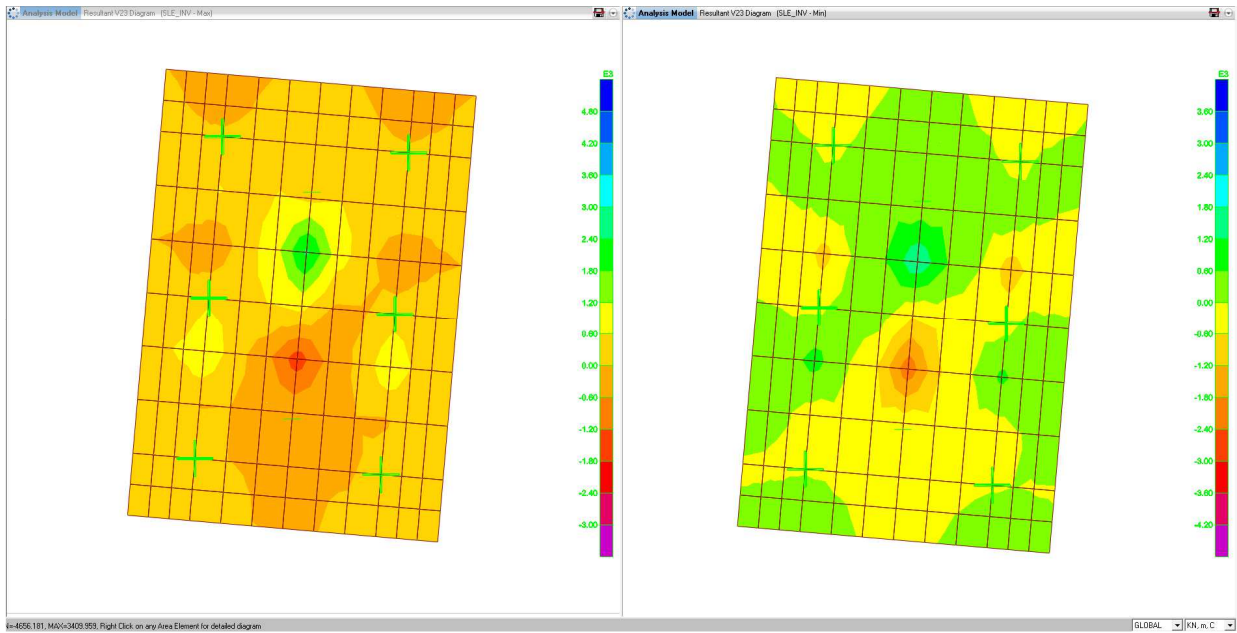


Diagramma dei tagli V23 (SLE)

7.1.4 Pila P5

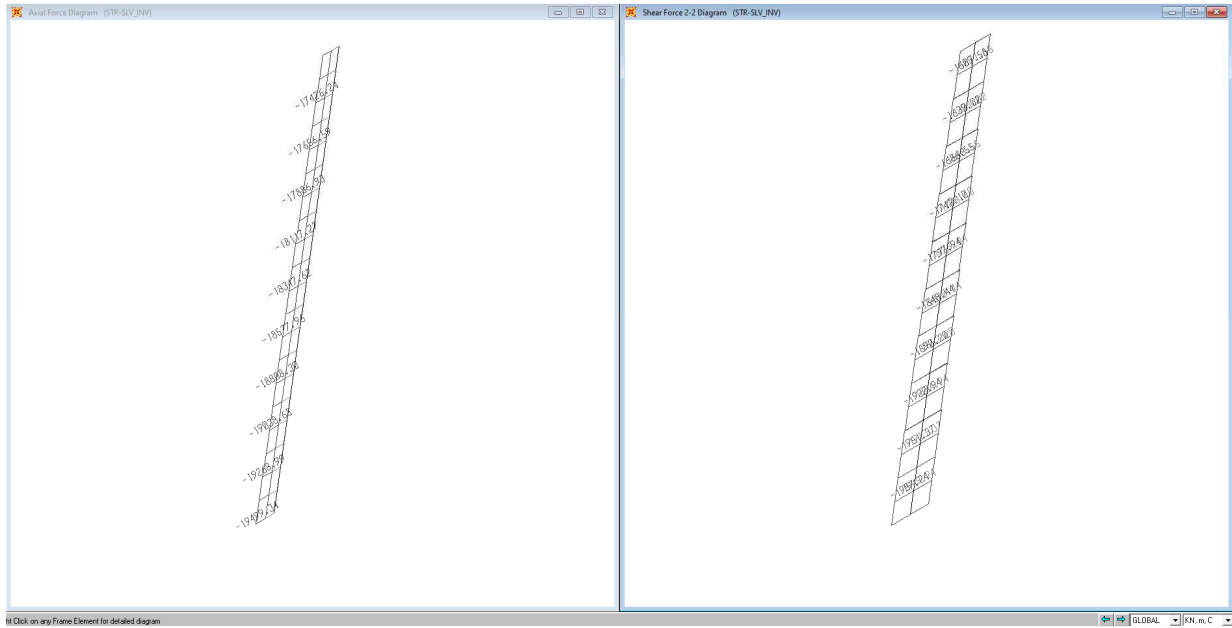


Diagramma degli sforzi assiali P e di taglio V2 (STR-SLV)

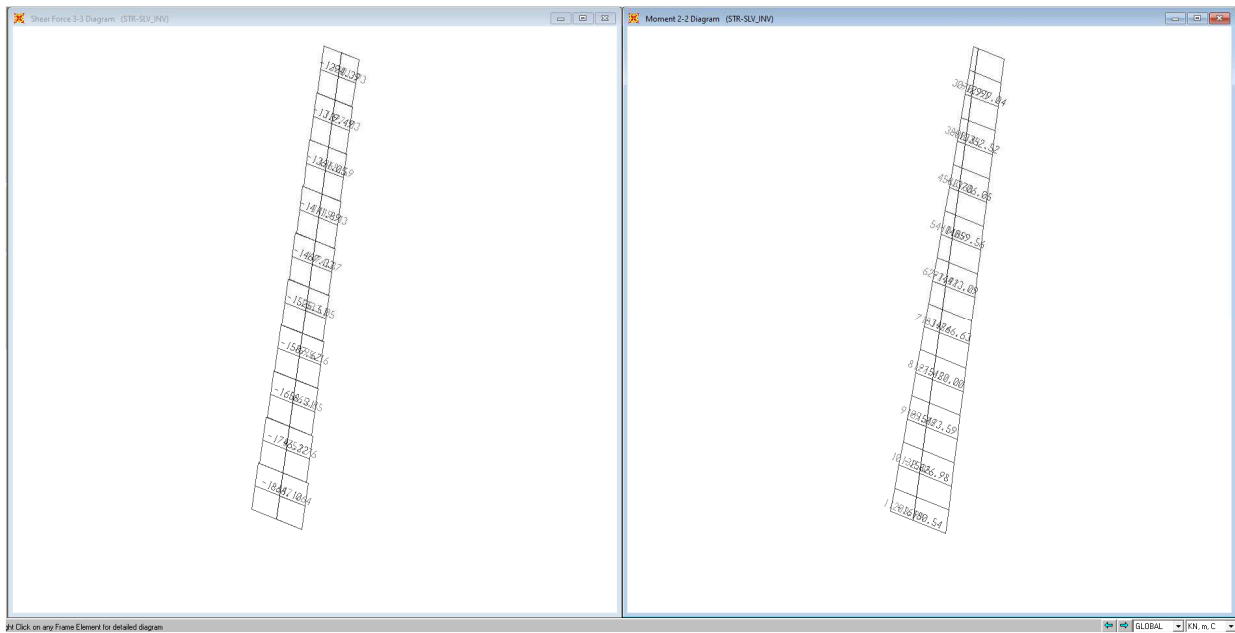


Diagramma di taglio V3 e di momento M2 (STR-SLV)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

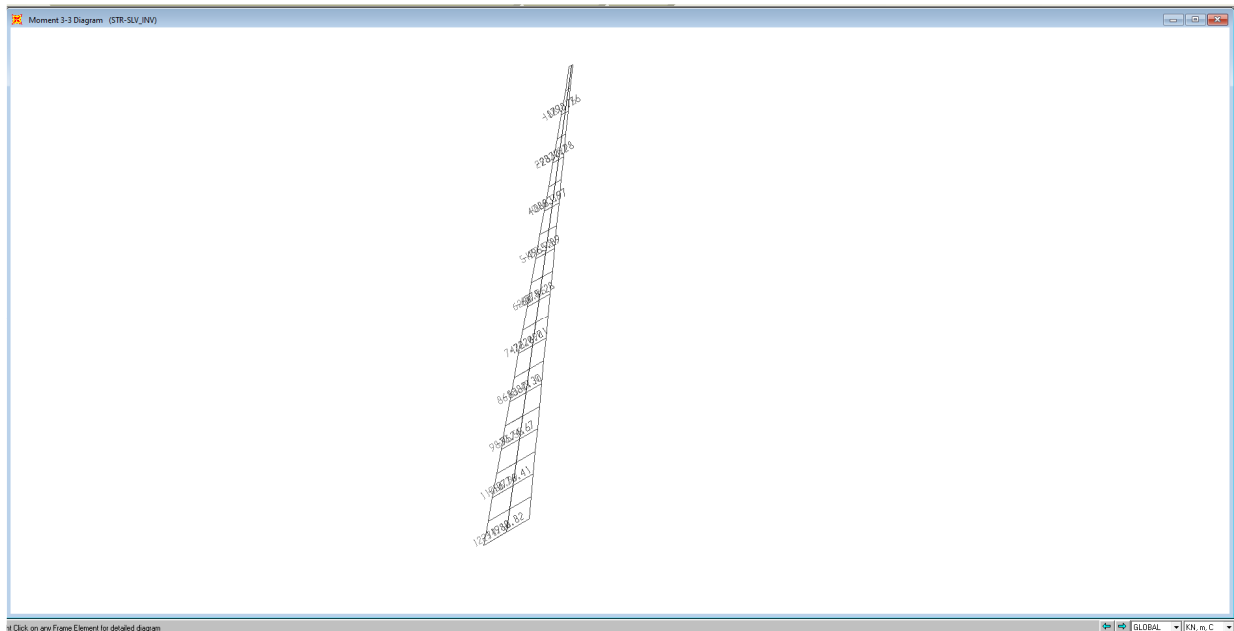


Diagramma di momento $M3$ (STR-SLV)

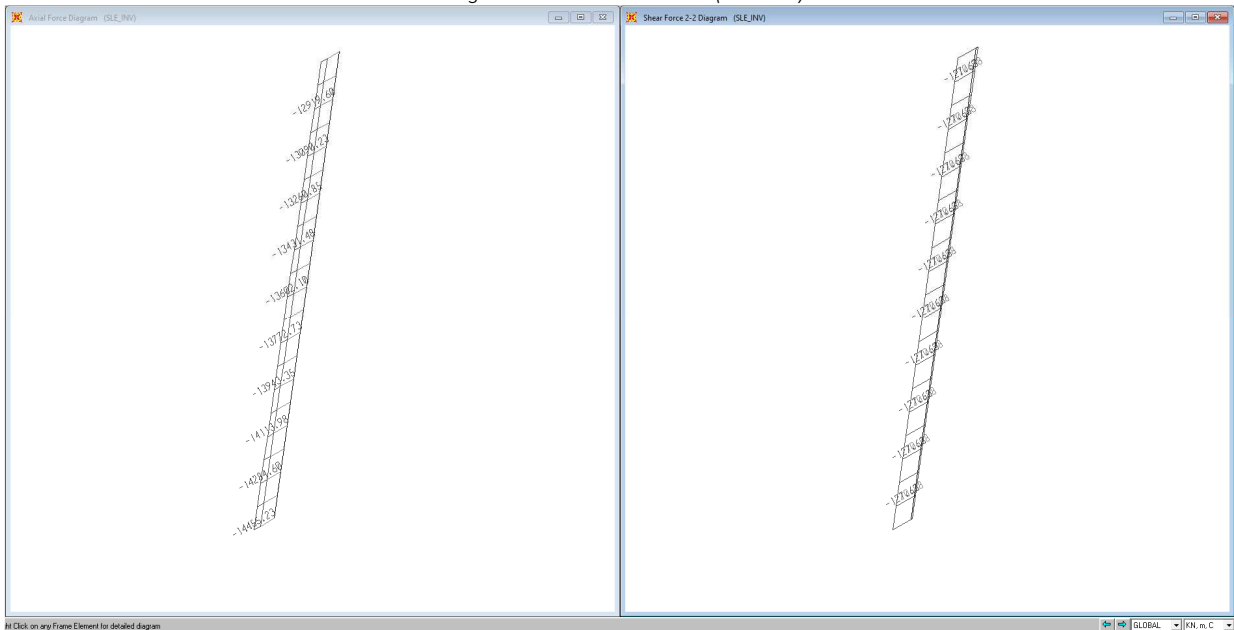


Diagramma degli sforzi assiali P e di taglio $V2$ (SLE)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

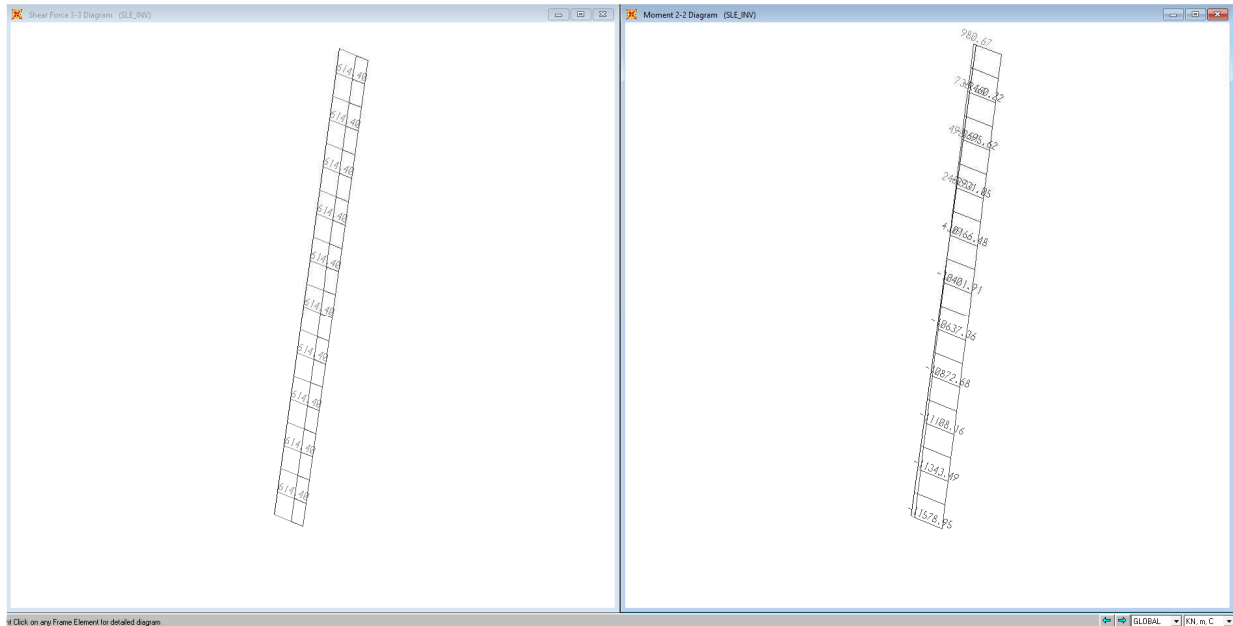


Diagramma di taglio V3 e di momento M2 (SLE)

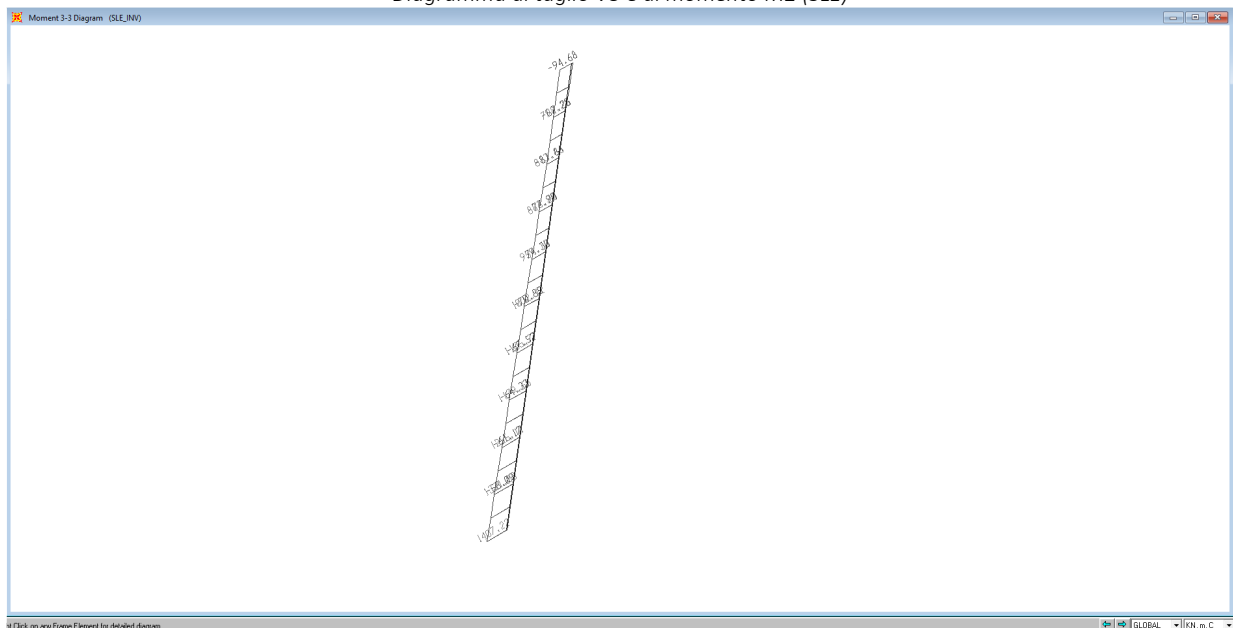


Diagramma di momento M3 (SLE)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType		Tx	Ty	N	Mx	My	
Text	Text	Text		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	
P5	417	STR I	Combinat	Max	-4.74	-918.82	16621.28	11509.70	-321.43
	417	STR I	Combinat	Min	-4.74	-918.82	16621.28	11509.70	-321.43
	417	STR II	Combinat	Max	14.47	-545.51	27783.09	17348.41	50.34
	417	STR II	Combinat	Min	-56.16	-562.14	21806.34	3584.68	-1363.65
	417	STR III	Combinat	Max	20.49	-544.34	21841.86	17147.65	111.13
	417	STR III	Combinat	Min	-46.29	-560.45	16114.89	3558.09	-1273.52
	417	STR IV	Combinat	Max	14.47	-545.51	27783.09	17348.41	50.34
	417	STR IV	Combinat	Min	-56.16	-562.14	21806.34	3584.68	-1363.65
	417	STR V	Combinat	Max	-112.21	-548.28	20577.08	14706.27	-1106.18
	417	STR V	Combinat	Min	-162.92	-560.51	16228.83	4388.28	-2157.49
	417	STR VI	Combinat	Max	-118.23	-549.45	26518.32	14911.43	-1167.32
	417	STR VI	Combinat	Min	-172.78	-562.20	21920.28	4419.26	-2247.98
	417	SLE I	Combinat	Max	-8.98	-613.69	16723.92	7851.26	-272.94
	417	SLE I	Combinat	Min	-12.18	-614.12	16515.77	7706.11	-297.40
	417	SLE II	Combinat	Max	10.14	-363.40	20591.38	12360.85	43.64
	417	SLE II	Combinat	Min	-42.53	-375.77	16141.03	2149.36	-1006.48
	417	SLE III	Combinat	Max	-88.37	-366.38	19618.67	10486.14	-860.95
	417	SLE III	Combinat	Min	-128.67	-375.76	16228.87	2791.24	-1654.66
	417	FR I	Combinat	Max	0.32	-121.09	19577.68	7446.83	5.53
	417	FR I	Combinat	Min	-38.71	-130.29	16271.14	-190.01	-778.40
	417	FR II	Combinat	Max	-69.26	-122.13	19573.92	7448.85	-620.03
	417	FR II	Combinat	Min	-108.28	-131.34	16267.38	-187.99	-1403.95
	417	QP	Combinat	Max	-19.18	-3.95	16608.90	259.72	-191.94
	417	QP	Combinat	Min	-19.18	-3.95	16608.90	259.72	-191.94
	417	SISMA1_SLV	Combinat	Max	1574.82	397.65	16883.27	4302.83	14154.70
	417	SISMA1_SLV	Combinat	Min	-1613.19	-405.54	16334.52	-3783.40	-14538.58
	417	SISMA2_SLV	Combinat	Max	461.77	1289.84	16831.56	13174.86	4135.22
	417	SISMA2_SLV	Combinat	Min	-500.14	-1297.73	16386.23	-12655.42	-4519.10
	417	SISMA3_SLV	Combinat	Max	458.81	385.01	17320.17	4253.89	4110.62
	417	SISMA3_SLV	Combinat	Min	-497.18	-392.90	15897.62	-3734.45	-4494.50

7.3 SEZIONI DI CALCOLO

Il modello di calcolo descritto al precedente paragrafo fornisce, in riferimento a ciascun elemento shell della fondazione, la distribuzione spaziale delle sollecitazioni di calcolo per unità di lunghezza in accordo con il sistema di riferimento locale dell'elemento shell in termini di:

- sforzi membranali (F11 e F22);
- sforzi taglianti (V13 e V23);
- sforzi flessionali (M11 e M22).

Per maggior chiarezza la seguente Fig. 7-1 illustra la definizione delle sollecitazioni sopra elencate in relazione al sistema di riferimento locale dell'elemento shell.

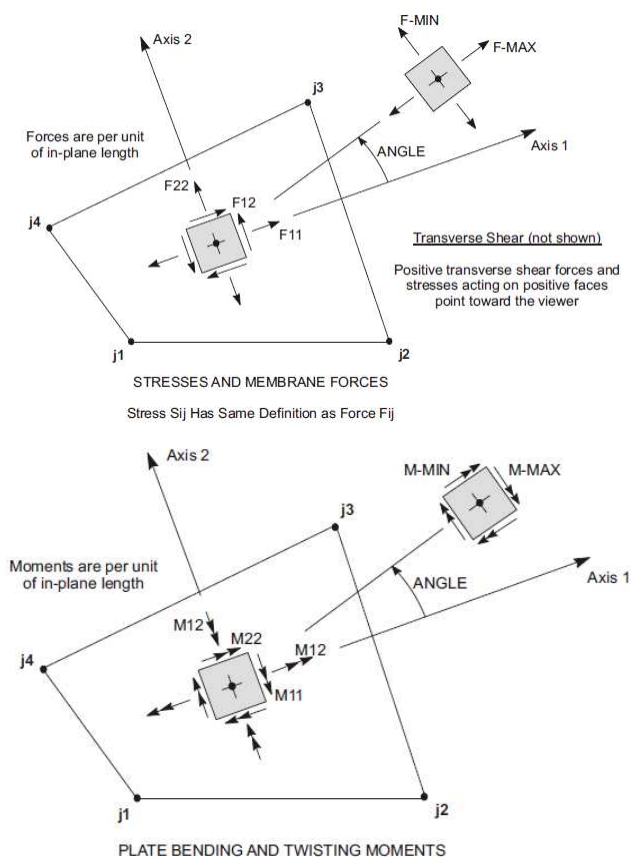


Fig. 7-1: Convenzione degli sforzi membranali, taglianti e flessionali negli elementi shell utilizzata dal software di calcolo strutturale SAP2000.

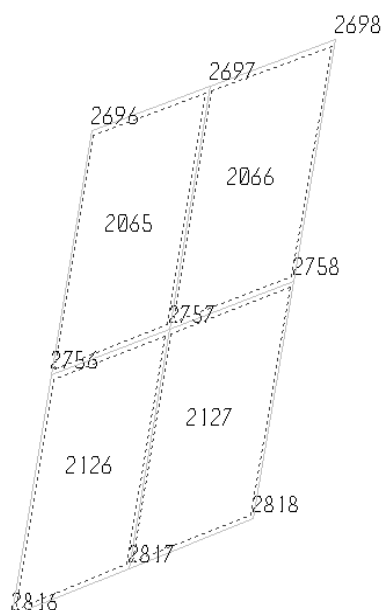
Gli sforzi sopra descritti sono esplicitati automaticamente dal programma di calcolo attraverso apposite mappe di colore (si vedano i successivi paragrafi); tale funzione è stata utilizzata al fine di individuare le porzioni di struttura maggiormente sollecitate.

Una volta individuate le porzioni di struttura maggiormente impegnate sono state definite apposite sezioni di verifica (vedi figura sottostante). Le verifiche di resistenza nelle sezioni d'incastro tra fondazione e la spalla sono eseguite ad una distanza di $H/4$ dal punto d'intersezione degli assi delle membrature per quanto riguarda le sollecitazioni flessionali e a filo dell'ingombro del nodo per le sollecitazioni di scorrimento.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

Lo stato sollecitativo negli elementi "shell" riportato nel paragrafo precedente, è quello mediato tra le sollecitazioni di ciascun nodo provenienti dai quattro elementi convergenti nello stesso nodo:
Lo stato sollecitativo nel nodo 2757 è pari a:

$$S11_{2757} = (S11_{2757,2065} + S11_{2757,2066} + S11_{2757,2126} + S11_{2757,2127})/4$$



Esempio di 4 elementi "area" convergenti nel nodo 2757

Mentre, nel modello di calcolo descritto al precedente paragrafo, in riferimento a ciascun elemento frame della pila, la distribuzione delle sollecitazioni di calcolo per l'intera larghezza dell'elemento in accordo con il sistema di riferimento locale dell'elemento frame in termini di:

- sforzi assiali (P);
- sforzi taglianti (V2 e V3);
- sforzi flessionali (M2 e M3).

Per maggior chiarezza la seguente Fig. 7-2 illustra la definizione delle sollecitazioni sopra elencate in relazione al sistema di riferimento locale dell'elemento frame.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

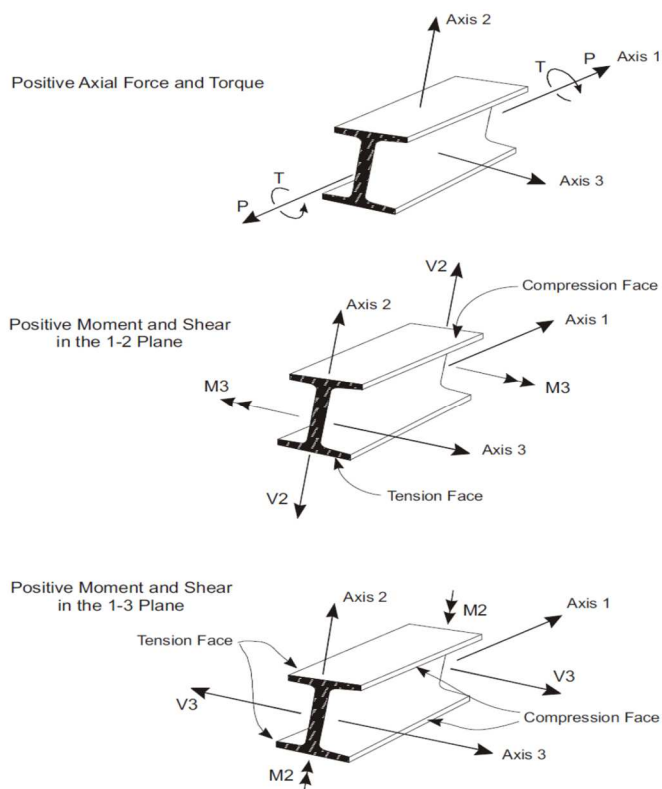


Fig. 7-2: Convenzione degli sforzi assiali, taglianti e flessionali negli elementi frame utilizzata dal software di calcolo strutturale SAP2000

Le caratteristiche e la localizzazione delle SC esaminate sono riportate in Tab. 7-2 ed in Fig. 7.3.

Tab. 7-2: Definizione delle sezioni di verifica esaminate.

ID	LSC [m]	Verifiche		
		N-M	V	w
SC01	1.00	X	X	X
SC02	1.00	X	X	X
SC03	7.00	X	X	X

dove:

ID: nome assegnato alla sezione di verifica;

LSC: lunghezza della sezione di verifica;

Verifiche: verifiche condotte sulla specifica SC:

(N-M) presso-flessione retta;

(V) taglio retto;

(w) fessurazione;

Si precisa che per la tipologia di struttura in esame nelle sezioni SC01 e SC02 si ritengono esaustive le sole tipologie di verifica elencate in Tab. 7-2 con le sollecitazioni in retto. Invece per la sezione SC03 della pila, per via della configurazione geometrica dell'elemento strutturale e del comportamento globale della struttura sono significative le seguenti sollecitazioni:

-presso-flessione deviata (P, M2; M3);

-taglio deviato o combinato (V2, V3);

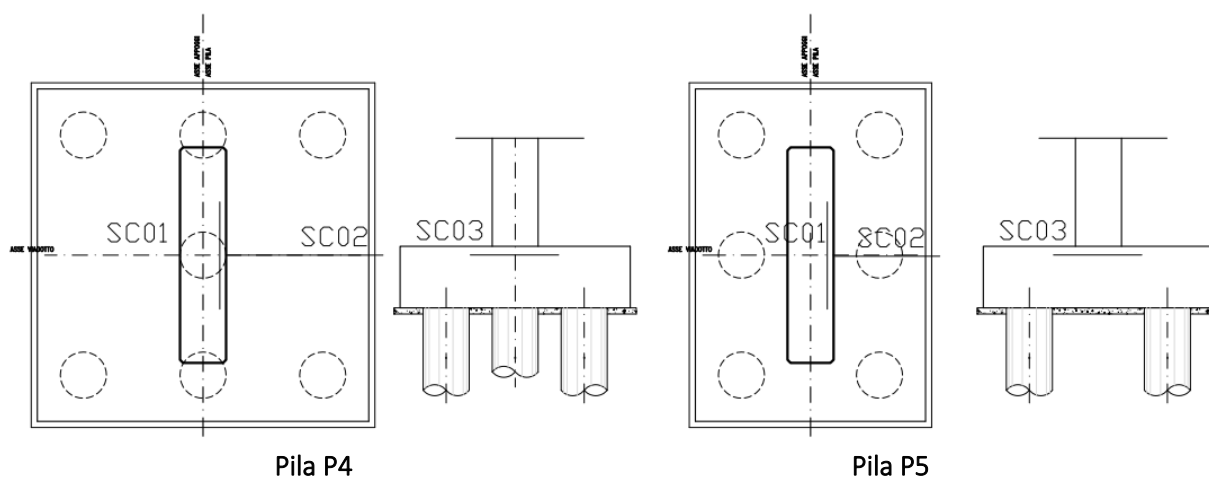


Fig.7-3: Localizzazione delle sezioni di verifica prese in esame.

In tal modo si ottengono le seguenti sollecitazioni di progetto e di verifica:

- N: sforzo normale di progetto (positivo se di compressione);
- M: azione flettente di progetto (positiva se tende le fibre inferiori della fondazione);
- T: azione tagliante di progetto.

8 CRITERI DI VERIFICA

8.1.1 Plinto di fondazione

Schematizzato il modello come sopra esposto, si calcolano le sollecitazioni massime, con le quali vengono condotte le verifiche a flessione e a taglio.

8.1.2 Spiccato fusto pila

Allo stato limite ultimo, la verifica a pressoflessione è condotta confrontando il momento flettente sollecitante sia longitudinale $M_{x,Sd}$ che trasversale $M_{y,Sd}$ (derivante dall'analisi) ed il momento resistente sia longitudinale $M_{y,Rd}$ che trasversale $M_{x,Rd}$ della sezione.

Nella valutazione del momento flettente sollecitante, si è tenuto conto sia degli effetti del secondo ordine sia di eventuali imperfezioni costruttive, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata della pila. In particolare, si è fatto riferimento ad uno schema semplificato di colonna modello per cui l'eccentricità totale attribuita alla sezione più sollecitata è pari a:

$$e_{tot,x} = e_{0,x} + e_{a,x} + e_{2,x}$$

$$e_{tot,y} = e_{0,y} + e_{a,y} + e_{2,y}$$

dove:

$e_{0,x}$ è l'eccentricità del primo ordine pari a M_x/N in direzione longitudinale e $e_{0,y}$ è l'eccentricità del primo ordine pari a M_y/N in direzione trasversale;

- M_x è il momento agente in direzione longitudinale del primo ordine;
- M_y è il momento agente in direzione trasversale del primo ordine;
- N è la forza assiale agente;
- $e_{a,x}; e_{a,y}$ sono le eccentricità aggiuntive dovute ad eventuali imperfezioni costruttive, assunte pari a $l_0/400$ (avendo indicato con l_0 la lunghezza libera di inflessione nella direzione considerata); Nel nostro caso tali eccentricità sono trascurabili, considerato l'altezza non rilevante delle pile ($H_{max}=10.00$ m)
- $e_{2,x}; e_{2,y}$ sono le eccentricità del secondo ordine determinate in funzione della curvatura $1/r$ nella sezione critica alla base secondo il metodo della colonna modello.

In via approssimata gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite:

$$\lambda_{lim} = \frac{25}{\sqrt{\nu}}$$

Dove

$$\nu = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 21990 / (7.00 \times 1.5 \times 18813) = 0.111 \quad \text{è l'azione assiale dimensionale}$$

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione ed il raggio d'inerzia della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i = 10 / 0.43 = 24$$

Dove in particolare l_0 va definita in base ai vincoli d'estremità ed all'interazione con eventuali elementi contigui. Nel nostro caso:

$$\lambda = 24 < \lambda_{min} = 75$$

Quindi non vengono considerati gli effetti del secondo ordine.

8.1.3 Sezioni in c.a.

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportata nel prospetto seguente:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w2	ap. fessure	≤ w3
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w1	ap. fessure	≤ w2
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w1	ap. fessure	≤ w2
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w1
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w1
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w1

Risultando in particolare: :

w1= 0.2 mm; w2= 0.3 mm; w3= 0.4 mm

Nel caso in esame si ha:

Condizioni Ambientali: aggressive

Armature: Poco Sensibili

Conseguentemente dovrà risultare:

Combinazione Quasi permanente: $w1 \leq 0.2\text{mm}$

Combinazione Frequente: $w2 \leq 0.3\text{mm}$

Nell'ambito della verifica a fessurazione con metodo diretto nei casi in cui la sollecitazione flessionale risulta superiore al momento di prima fessurazione calcolato in accordo al punto 4.1.2.2.4 delle NTC18, si controlla che l'apertura delle fessure sia inferiore a quella limite prevista dalla norma per condizioni ambientali aggressive corrispondenti alla classe di esposizione e armature poco sensibili.

Per quanto riguarda le verifiche tensionali del conglomerato e delle barre d'armatura si fa riferimento al punto 4.1.2.2.5 delle NTC18.

Il fattore di comportamento utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni di natura sismica è unitario ($q=1$). Di conseguenza, in accordo con il punto 7.3.1 delle NTC18, la capacità delle membrature è stata valutata secondo le regole di cui al punto 4.1 delle stesse NTC18, senza nessun requisito aggiuntivo.

Per quanto riguarda i quantitativi minimi di armature, in accordo con il punto 7.4.6.2.4 delle vigenti NTC18, occorre prevedere un'armatura secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione dell'elemento strutturale lo 0.1% dell'area della sezione trasversale di calcestruzzo sia per la pila che per la fondazione.

9 VERIFICA DELLE SEZIONI SIGNIFICATIVE

I criteri generali di verifica seguiti sono conformi a quanto previsto al punto 4.1.2 delle NTC18 secondo i quali:

- la verifica SLU a presso/tenso-flessione per azioni di natura statica e sismica;
- la verifica SLU a taglio per azioni di natura statica e sismica;
- la verifica tensionale relativa ad acciaio e calcestruzzo allo SLE per azioni di natura statica;
- la verifica a fessurazione allo SLE per azioni di natura statica;

Le verifiche sono condotte su sezioni resistenti di larghezza unitaria per le sezioni SC01 e SC02 ($b=1.00$ m), e pari a $b=7.00$ m per la sezione SC03, altezza (h) pari allo spessore della porzione di struttura di volta in volta analizzata e caratteristiche geometrico-meccaniche sintetizzate in Tab. 9-1.

La simbologia adottata, rappresentata in Tab.9-1 ha il significato di seguito riportato:

ID: nome assegnato alla sezione di verifica;

h: altezza della sezione;

As: area di armatura presente in corrispondenza dell'*i*-esimo strato considerato;

d: distanza dello strato *i*-esimo di armatura dal lembo esterno compresso della sezione;

Asw: area di armatura a taglio al m^2 .

Tab. 9-1: Caratteristiche meccaniche delle SC in analisi.

PILA P4

ID	ID	B [cm]	h [cm]	1° strato TESO		2° strato TESO		1° strato COMPRESSO		2° strato COMPRESSO		Asw [mm ² /m ²]
				As [mm ² /m]	d [cm]	As [mm ² /m]	As [mm ² /m]	d [cm]	d [cm]	d [cm]	d [cm]	
FOND.	SC01	100	200	2Ø24/12.5 [7232]	8.1	-	-	2Ø24/12.5 [7232]	191.9	-	-	1Ø20/40X80 [981]
	SC02	100	200	2Ø24/12.5 [7232]	5.7	-	-	2Ø24/12.5 [7232]	194.3	-	-	1Ø20/40X80 [981]
SPICCATO PILA	SC03	700	150	2Ø24/12.5 [25335]	7.3	2Ø24/12.5 [25335]	12.4	2Ø24/12.5 [16272]	142.7	2Ø24/12.5 [16272]	137.9	1Ø16/15 [1340]

PILA P5

ID	ID	B [cm]	h [cm]	1° strato TESO		2° strato TESO		1° strato COMPRESSO		2° strato COMPRESSO		Asw [mm ² /m ²]
				As [mm ² /m]	d [cm]	As [mm ² /m]	As [mm ² /m]	d [cm]	d [cm]	d [cm]	d [cm]	
FOND.	SC01	100	200	2Ø24/12.5 [7240]	8.1	-	-	2Ø24/12.5 [7240]	191.9	-	-	1Ø20/40X80 [981]
	SC02	100	200	2Ø24/12.5 [7240]	5.7	-	-	2Ø24/12.5 [7240]	194.3	-	-	1Ø20/40X80 [981]
SPICCATO PILA	SC03	700	150	2Ø24/12.5 [25335]	7.3	-	-	2Ø24/12.5 [16272]	142.7	-	-	1Ø16/20 [1005]

Nei seguenti paragrafi sono riportate le verifiche significative per ciascuna delle sezioni analizzate e quindi quelle alle quali sono associati i maggiori "Indici di Sfruttamento" (IS). Lo sforzo normale è considerato nullo, in favore di sicurezza, negli elementi della fondazione e nella verifica delle armature orizzontali delle pareti verticali.

9.1 VERIFICHE ALLO SLU

9.1.1 Verifica flessionale

Le verifiche sono state effettuate con il programma RC-SEC della GEOSTRU (Versione 2022).
In Tab. 9-2 sono riportate le verifiche a presso/tenso-flessione delle SC esaminate relative all'involuppo delle sollecitazioni massime e minime sia allo SLU che allo SLV.

Per quanto riguarda la sezione SC03 si effettua la verifica con le sollecitazioni più gravose, cioè quelle che sollecitano la pila nella direzione di spessore minore (direzione longitudinale "x").

Oltre ai termini NSd e MSd definiti al precedente paragrafo nel seguente prospetto sono riportati i seguenti parametri:

MRd: sollecitazione flessionale resistente;

IS: Indice di Sfruttamento massimo, calcolato per la combinazione più gravosa.

Tab. 9-2: Verifiche a presso/tenso-flessionali allo SLU/SLV per le SC esaminate.

PILA P4: FONDAZIONE

ID	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	MRd [kNm/m]	IS [-]
SC01	-	-4710	5249	1.11
SC02	-	-3265	5361	1.64

PILA P4: ARMATURA VERTICALE PILA

ID	NSd [kN]	Mx,Sd (long) [kNm]	My,Sd (trasv.) [kNm]	Mx,Rd [kNm]	My,Rd [kNm]	IS [-]
SC03	11526	32129	10104	33919	10742	1.06

PILA P5: FONDAZIONE

ID	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	MRd [kNm/m]	IS [-]
SC01	-	4133	5249	1.27
SC02	-	4015	5361	1.34

PILA P5: ARMATURA VERTICALE PILA

ID	NSd [kN]	Mx,Sd (long) [kNm]	My,Sd (trasv.) [kNm]	Mx,Rd [kNm]	My,Rd [kNm]	IS [-]
SC03	11087	12295	3890	21615	6929	1.76

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.1.2 Verifica a taglio

Dalle tabelle innanzi riportate si ricava il taglio massimo sulle sezioni più significative, di seguito si riporta la verifica a taglio delle sezioni prese in esame:

Tab. 9-3: Verifiche a taglio allo SLU/SLV per le SC esaminate.

PILA P4: FONDAZIONE

ID	NSd [kN/m]	TSd [kNm/m]	TRd [kNm/m]	IS [-]
SC01	-	1285	1658	1.29
SC02	-	1198	1679	1.40

PILA P4: ARMATURA TRASVERSALE PILA

ID	NSd [kN]	Tx,Sd (long.) [kN]	Ty,Sd (trasv) [kN]	T,Rd [kN]	IS [-]
SC03	11526	3404	934	3555	1.007

PILA P5: FONDAZIONE

ID	NSd [kN/m]	TSd [kNm/m]	TRd [kNm/m]	IS [-]
SC01	-	1083	1658	1.53
SC02	-	1670	1679	1.005

PILA P5: ARMATURA TRASVERSALE PILA

ID	NSd [kN]	Tx,Sd (long.) [kN]	Ty,Sd (trasv) [kN]	T,Rd [kN]	IS [-]
SC03	11086	1988	589	2696	1.30

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.2 VERIFICHE ALLO SLE

Si riporta di seguito l'esito delle verifiche condotte allo SLE.

9.2.1 Verifica di fessurazione

In Tab. 9-4 sono riportati i massimi valori di apertura delle fessure per le SC esaminate allo SLE. Oltre ai termini introdotti nei precedenti paragrafi, nel seguente prospetto sono riportati i valori di:

wk: massima apertura delle fessure

Mcr: sollecitazione flessionale resistente di prima fessurazione;

Tab. 9-4: Massimi valori di apertura delle fessure agli SLE per le SC in analisi.

PILA P4: FONDAZIONE

ID	SLE-FR				SLE-QP			
	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	Mcr [kNm/m]	wk [mm]	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	Mcr [kNm/m]	wk [mm]
SC01	-	-571	-	0.046	-	-155	-	0.013
SC02	-	-725	-	0.038	-	-152	-	0.008

PILA P4: ARMATURA VERTICALE PILA

ID	SLE-FR				SLE-QP			
	NSd [kN]	Mx,Sd (long) [kNm]	My,Sd (trasv.) [kNm]	wk [mm]	NSd [kN]	My,Sd (long) [kNm]	My,Sd (trasv) [kNm]	wk [mm]
SC03	15229	1145	8736	0.00	12075	26	124	0.00

PILA P5: FONDAZIONE

ID	SLE-FR				SLE-QP			
	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	Mcr [kNm/m]	wk [mm]	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	Mcr [kNm/m]	wk [mm]
SC01	-	2097	-	0.19	-	1530	-	0.146
SC02	-	2320	-	0.159	-	1592	-	0.111

PILA P5: ARMATURA VERTICALE PILA

ID	SLE-FR				SLE-QP			
	NSd [kN]	Mx,Sd (long) [kNm]	My,Sd (trasv.) [kNm]	wk [mm]	NSd [kN]	My,Sd (long) [kNm]	My,Sd (trasv) [kNm]	wk [mm]
SC03	13437	1120	7161	0.00	10473	4	153	0.00

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto, laddove il momento agente risulta superiore a quello di prima fessurazione l'ampiezza dell'apertura delle fessure è inferiore ai limiti descritti al precedente paragrafo (SLE-FR: wlim = 0.3 mm; SLE-QP: wlim=0.2 mm).

9.2.2 Verifica tensionali

In Tab.9-5 sono riportati i massimi valori delle tensioni lato conglomerato e barre d'armatura agenti sulle SC esaminate. Oltre ai termini introdotti nei precedenti paragrafi, nel seguente prospetto sono riportati i valori di:

$\sigma_{c,max}$: massima tensione di compressione determinata nel conglomerato;

$\sigma_{s,max}$: massima tensione di trazione determinata nelle barre d'armatura.

Tab. 9-5: Massimi valori di tensione lato conglomerato e lato barre d'armatura agli SLE per le SC in analisi.

PILA P4: FONDAZIONE

ID	SLE-RARA				SLE-QP		
	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]
SC01	-	-763	1.30	-59.17	-	-155	0.27
SC02	-	-1305	2.16	-99.43	-	-152	0.25

PILA P4: ARMATURA VERTICALE PILA

ID	SLE-RARA					SLE-QP			
	NSd [kN]	My,Sd (long) [kNm]	My,Sd (trasv) [kNm]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]	NSd [kN]	My,Sd (long) [kNm]	My,Sd (trasv) [kNm]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]
SC03	15268	1454	13811	2.70	0.69	12075	26	124	1.02

PILA P5: FONDAZIONE

ID	SLE-RARA				SLE-QP		
	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]
SC01	-	2202	3.76	-170.77	-	1530	2.61
SC02	-	2385	3.94	-181.72	-	1592	2.63

PILA P5: ARMATURA VERTICALE PILA

ID	SLE-RARA					SLE-QP			
	NSd [kN]	My,Sd (long) [kNm]	My,Sd (trasv) [kNm]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]	NSd [kN]	My,Sd (long) [kNm]	My,Sd (trasv) [kNm]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]
SC03	13483	1407	9717	2.39	0.86	10473	4	153	0.94

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto:

allo SLE in combinazione di carico rara le massime tensioni rispettivamente su calcestruzzo e barre d'armatura risultano inferiori ai limiti imposti dalle vigenti NTC18 pari a:

$\sigma_{c,lim}=0.60 \cdot f_{ck} = 19.2$ MPa; - Rck = 40 Mpa: elevazione

$\sigma_{c,lim}=0.60 \cdot f_{ck} = 14.94$ MPa; - Rck = 30 Mpa: fondazione

$\sigma_{s,lim}=0.80 \cdot f_{yk} = 360.0$ MPa.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

allo SLE in combinazione di carico quasi permanente le massime tensioni sul calcestruzzo risultano inferiori ai limiti imposti dalle vigenti NTC08 pari a:

$\sigma_{c,lim}=0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa.}$ - Rck = 40 Mpa: elevazione
 $\sigma_{c,lim}=0.45 \cdot f_{ck} = 11.20 \text{ MPa;}$ - Rck = 30 Mpa: fondazione

SPALLE

10 MODELLO DI CALCOLO SPALLA\FONDAZIONE

Le strutture sono state schematizzate con un modello tridimensionale in grado di cogliere tutti i gradi di libertà significativi dell'opera, così come richiesto dal §7.9.3 delle norme vigenti.

10.1 MODELLO

Per la modellazione delle spalle sono stati utilizzati elementi bidimensionali (shell).

E' stato effettuato il calcolo sulla spalla A essendo quella di altezza maggiore.

Gli elementi shell del paraghiaia sono costituiti da elementi shell di spessore 0,6 m, quelli dei muri laterali hanno spessore variabile da 1,20 m a 0,6 m; gli elementi del muro frontale, hanno spessore pari a 2.60 m e la fondazione hanno spessore pari a 2.00 m.

E' stato tenuto in conto della presenza dei pali di fondazione tramite il loro baricentro collegati mediante appoggi agli elementi "shell" della fondazione della spalla.

L'analisi dell'impalcato viene eseguita nell'apposita relazione e dalla quale vengono estratti gli scarichi sugli appoggi.

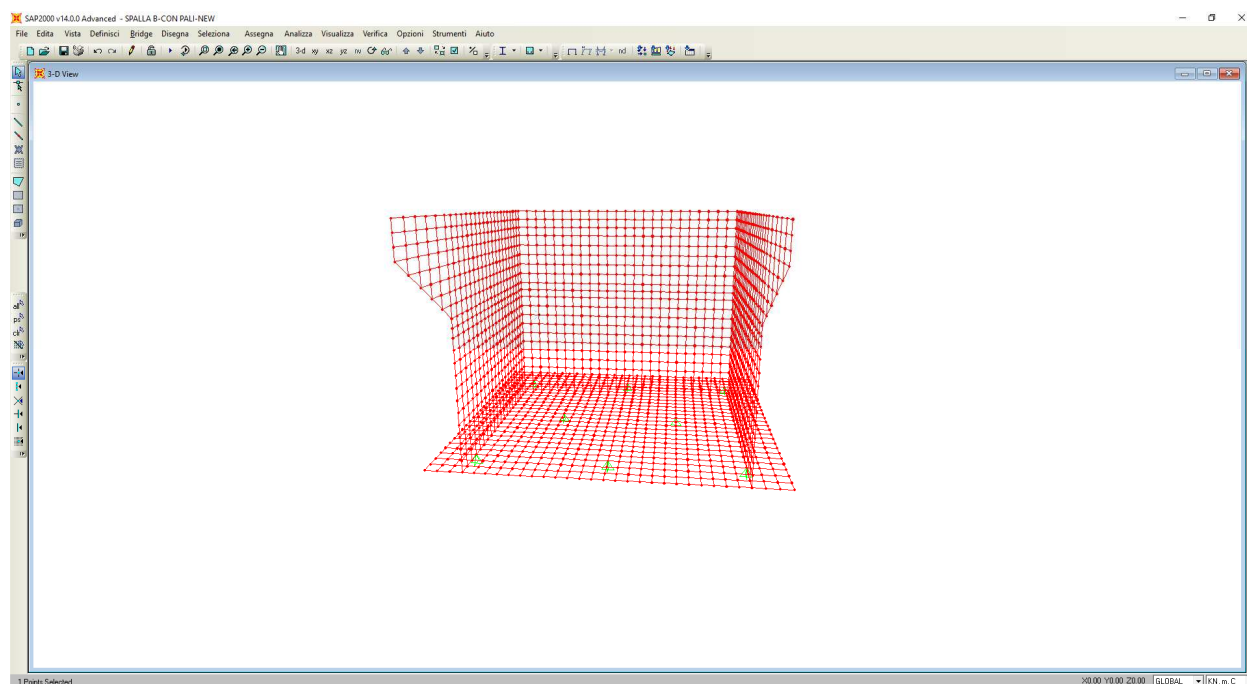


Figura 10-1 Modello 3D agli elementi finiti della struttura della spalla.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

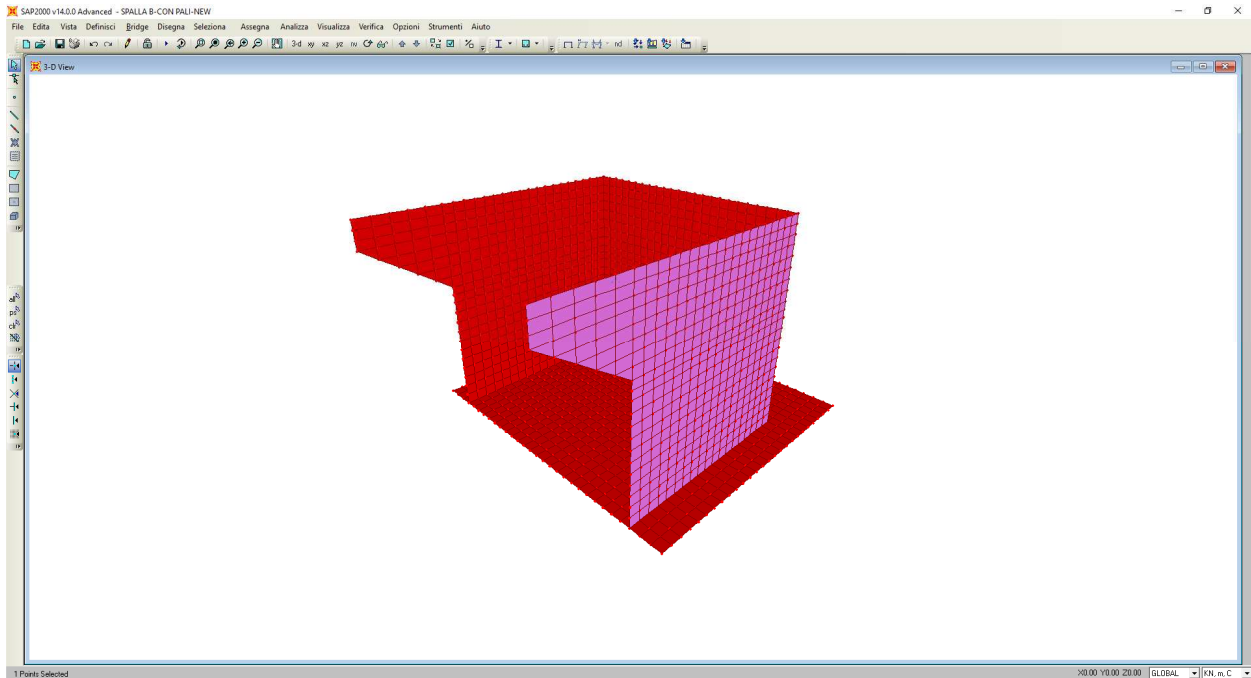


Figura 10-2 Modello 3D agli elementi finiti della struttura della spalla.

10.2 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Per la descrizione del programma di calcolo utilizzato si rimanda al §5.3.1.

11 AZIONI DI CALCOLO

11.1 PESO PROPRIO SPALLA

Il peso proprio delle spalle viene calcolato in automatico dal programma di calcolo adottando per il calcestruzzo il peso di volume pari a 25 kN/m³.

11.2 PESO RINTERRO (G2_RINTERRO)

Il peso del rinterro ($\gamma=20$ kN/m³; $H_{\max}= 6.00$ m) a tergo della spalla, produce la seguente pressione all'estradosso della fondazione:

$$g2_rinterro = 20 \cdot 6.00 = 120 \text{ kN/mq}$$

11.3 AZIONI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

L'analisi dei carichi dell'impalcato è riportata nella specifica relazione di calcolo.
Di seguito vengono riportati gli scarichi sugli appoggi:

Carichi permanenti

Trave	peso trave+soletta [kN] g1
1	880,00
2	844,00

Trave	peso permanenti portati g2 [kN]
1	307,00
2	294,00

Carichi da traffico

Trave	Carichi mobili [kN] q1
1	1546,00
2	589,00

Carichi da vento

Trave	Carichi mobili [kN] q5	Carichi mobili [kN] q5	Carichi mobili [kN] q5
	Verticali	longitudinali	Trasversali
1	-195,00	30	178
2	195,00	30	178

Trave	Azione longitudinale di frenamento q3 :		
1		64.50	[kN]
2		64.50	[kN]

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

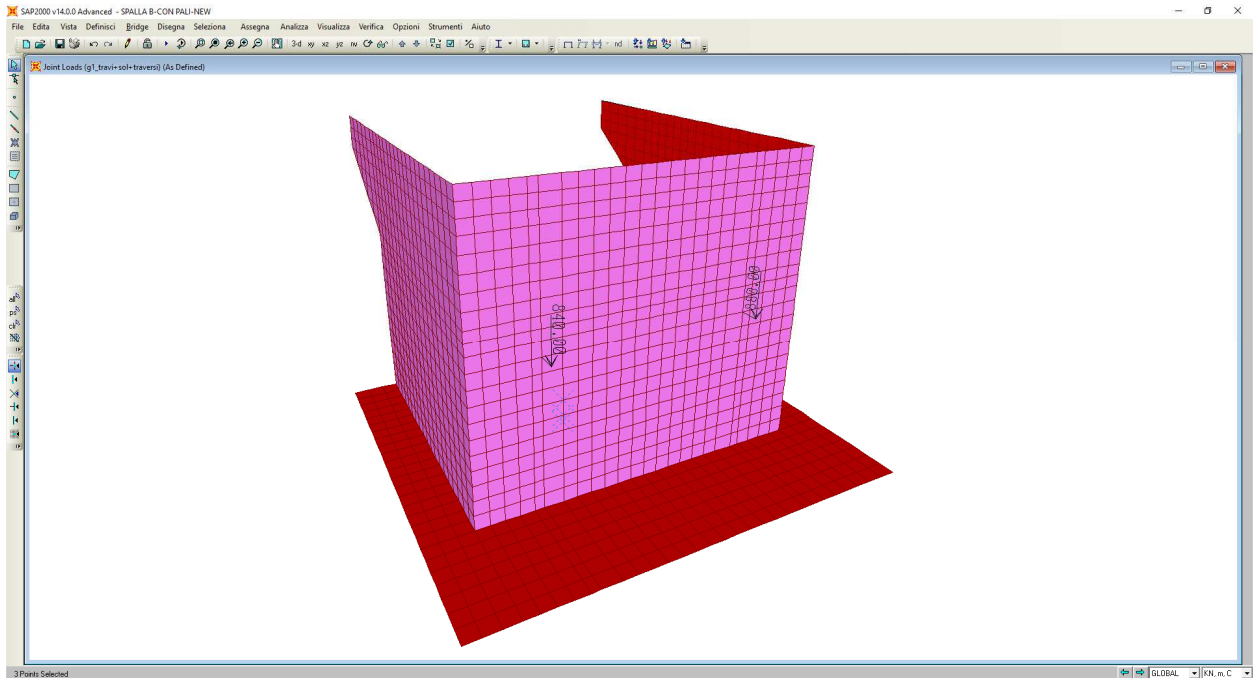


Figura 11-1 Peso trave +soletta .

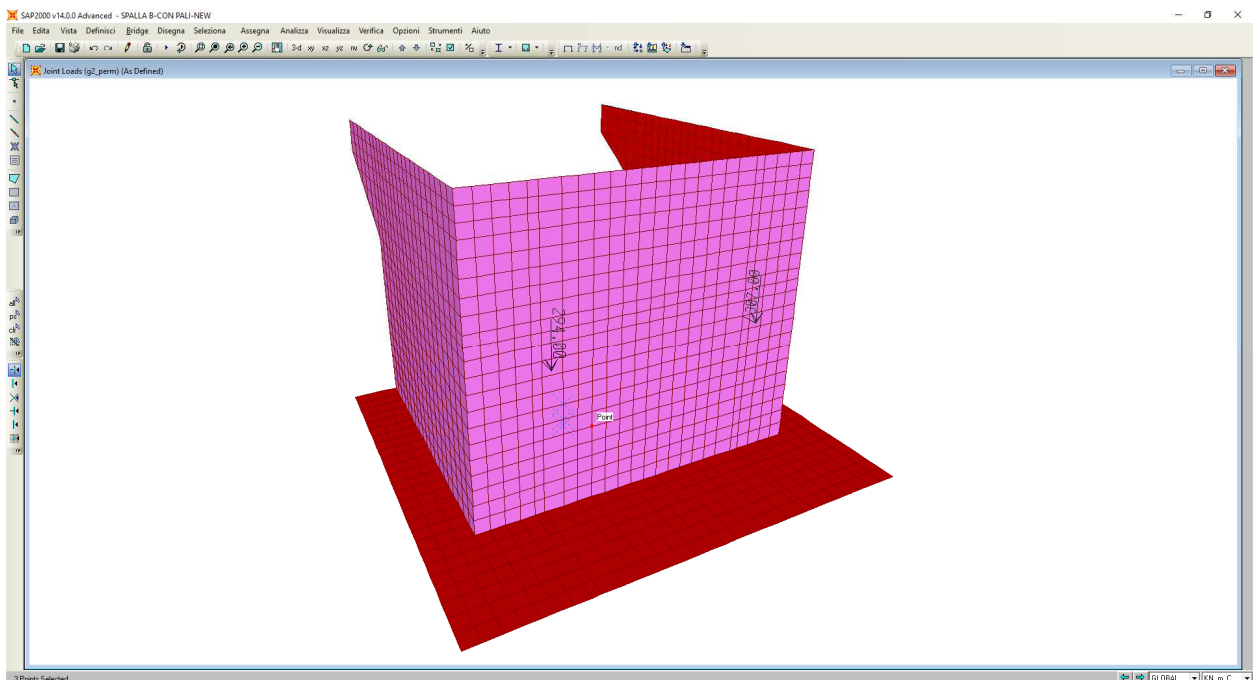


Figura 11-2 Permanente portata da impalcato .

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

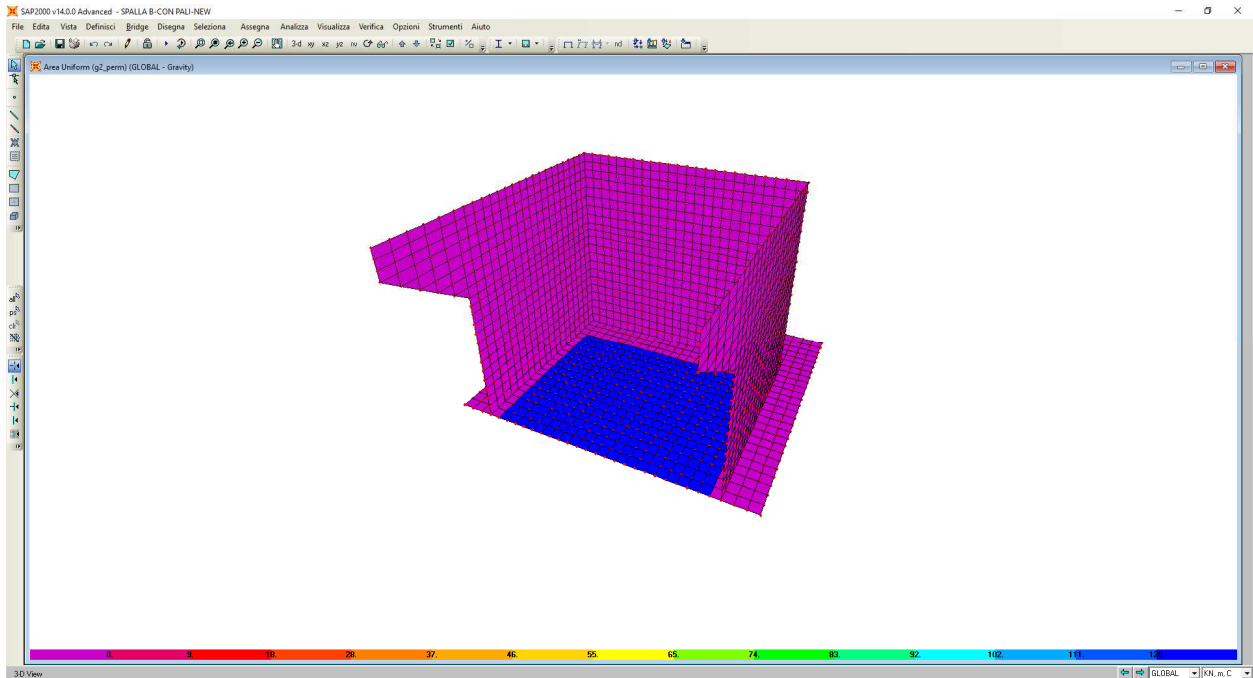


Figura 11-3 Carichi permanenti provenienti rinterro.

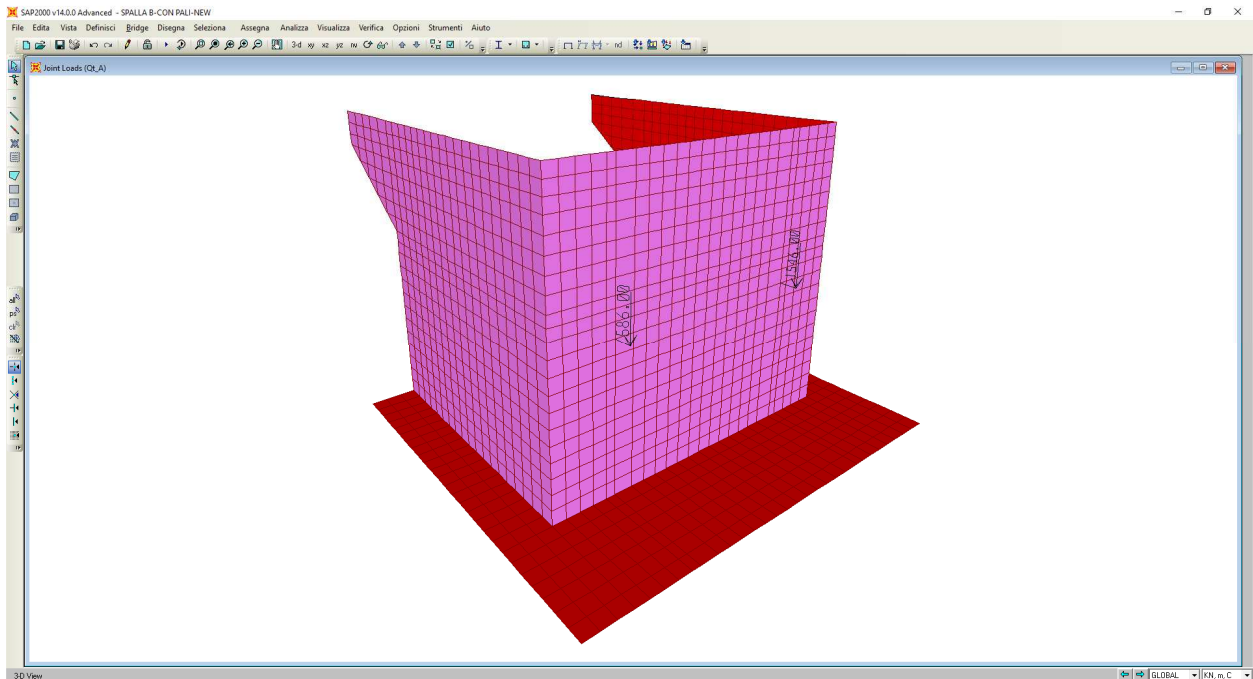


Figura 11-4 Carichi verticali da traffico .

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

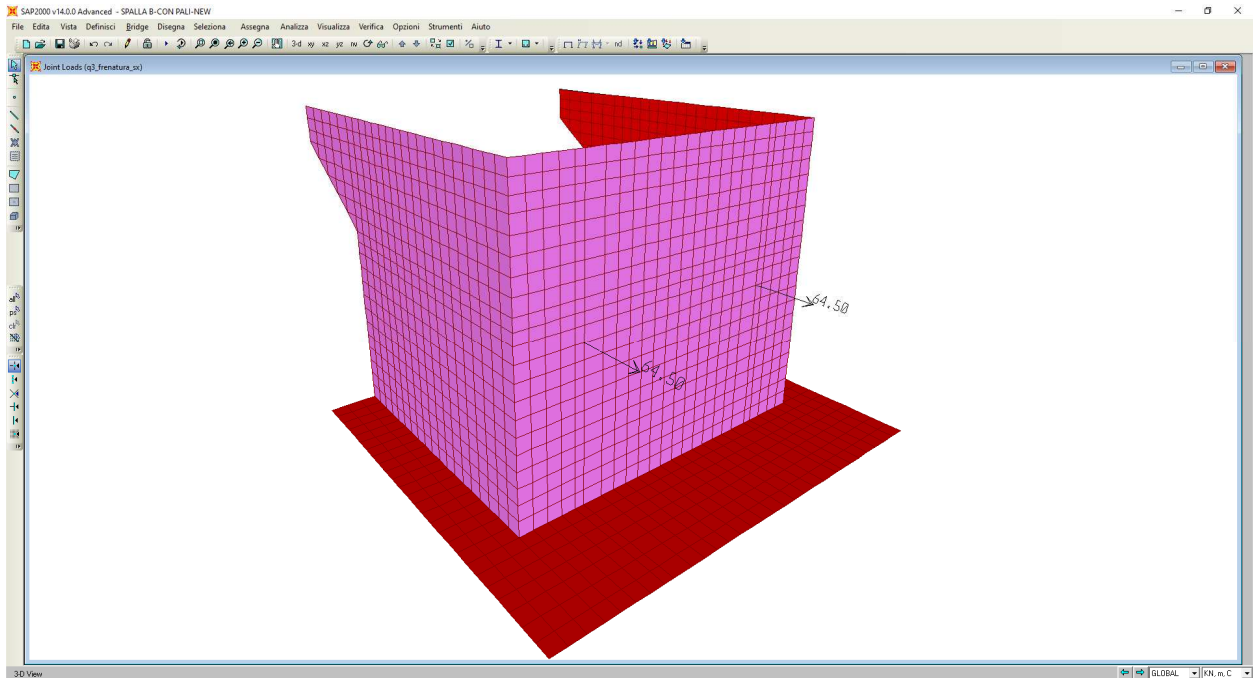


Figura 11-5 Carichi orizzontale da traffico provenienti dall'impalcato (Frenatura)

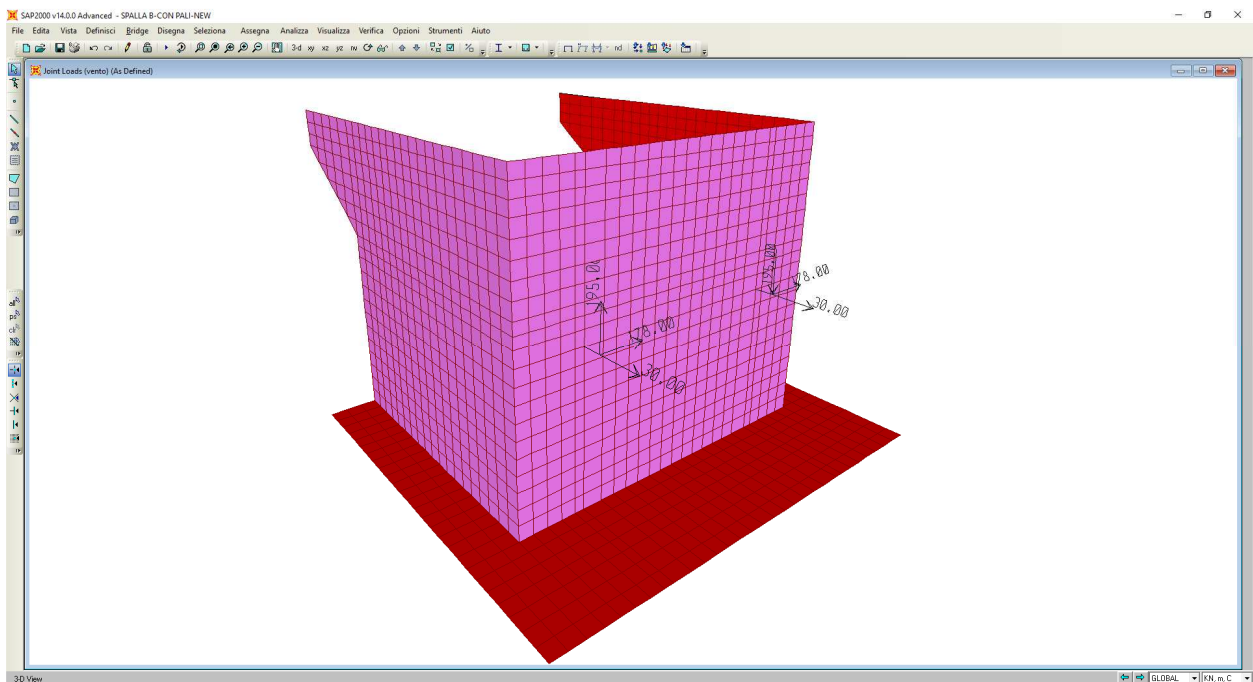


Figura 11-6 Carichi da vento provenienti dall'impalcato

11.4 CEDIMENTI APPOGGI (ϵ_1)

I cedimenti non generano azioni interne ma solo deformazioni compatibili con lo schema di vincolo.

11.5 RITIRO (ϵ_2), VISCOSITÀ (ϵ_3)

Viste le modeste dimensioni dei manufatti oggetto di studio gli effetti del ritiro e di viscosità possono essere trascurati.

11.6 SPINTA DELLE TERRE ($G_{3,T}$)

In corrispondenza della spalla SPA i valori delle spinte del terreno (con coefficienti di spinta a riposo - k_0) per un'altezza di 6.00 m dall'estradosso della fondazione per i muri d'ala sono pari a:

$$g_{3l,tb} = \sigma_{vf,base} * K_0 = 20 * 6.00 * 0,426 = 51.12 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{3l,tt} = \sigma_{vf,testa} * K_0 = 20 * 0.0 * 0,426 = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

mentre per il muro frontale l'altezza di spinta è pari a all'altezza dell'elevazione e della fondazione (6.00+2.00m):

$$g_{3f,tb} = \sigma_{vf,base} * K_0 = 20 * 8.00 * 0,426 = 68.16 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{3f,tt} = \sigma_{vf,testa} * K_0 = 20 * 0.0 * 0,426 = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

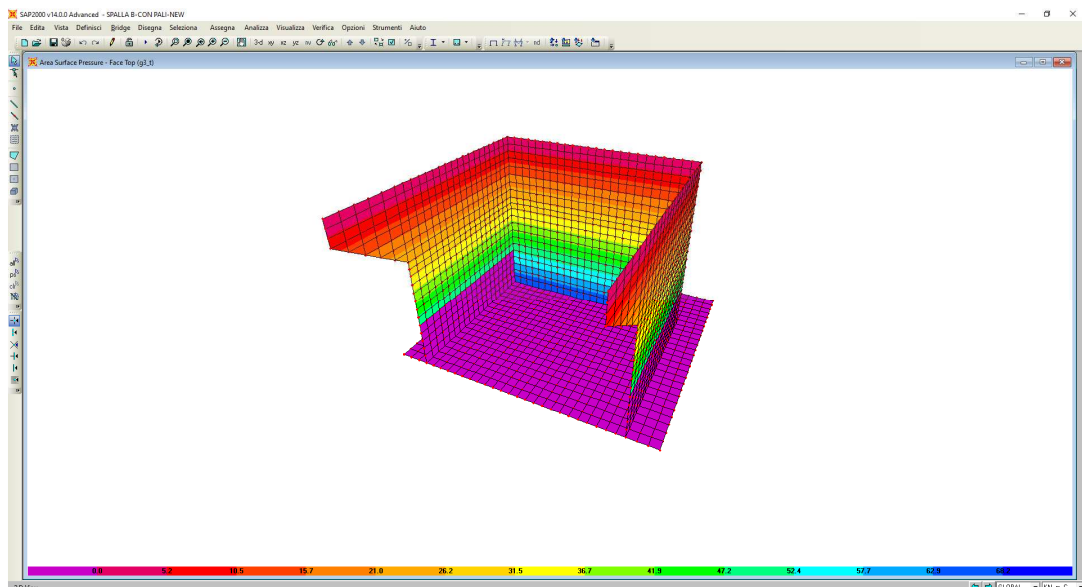


Figura 11-7 Spinte delle terre sulle spalle .

11.7 PESO SOVRACCARICO DA TRAFFICO E SPINTA DELLE TERRE DOVUTA AL SOVRACCARICO DA TRAFFICO (Q_B, G_{3,Q})

Per la determinazione della sovraspinta del terreno a tergo dei paramenti dei manufatti si è operato come descritto in seguito.

Sul rilevato è stato considerato agente lo schema di carico 1 (cap. 5 delle NTC 2018), in cui, per semplicità, i carichi tandem sono stati sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare di lati 3,0 m x 2,2 m.

Il valore della pressione verticale agente in superficie vale quindi:

$$\sigma_{v0} = \frac{2 \times 300 \text{ kN} + 3 \text{ m} \times 2,2 \text{ m} \times 9 \text{ kN/m}^2}{3 \text{ m} \times 2,2 \text{ m}} = 659,4 \text{ kN/6,6 m}^2 \cong 100 \text{ kN/m}^2$$

Il valore alla base è pari a (Q_B):

$$g_{3,qb} = \sigma_{vf} = 659,4 / \{[(3+(6.00) \cdot \tan 30^\circ) \times 2,2 + (6.00) \cdot \tan 30^\circ]\} \approx 29.15 \text{ kN/m}^2$$

Alla base dei paramenti è stato calcolato il valore di pressione verticale tenendo conto di un angolo di diffusione del carico nel terreno pari 30°.

Tale pressione è applicata all'estradosso della fondazione.

La sovraspinta orizzontale del terreno viene quindi determinata considerando condizioni a riposo del terreno ed ha una distribuzione decrescente con la profondità.

Il valore della spinta in superficie è pari a:

$$g_{3,q0} = \sigma_{v0} \cdot K_0 = 100 \cdot 0,426 = 42,60 \text{ kN/m}^2$$

Il valore alla base è pari a (G_{3,q}):

$$g_{3,qb} = \sigma_{vf} \cdot K_0 = 29.15 \cdot 0.426 \approx 12.42 \text{ kN/m}^2$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

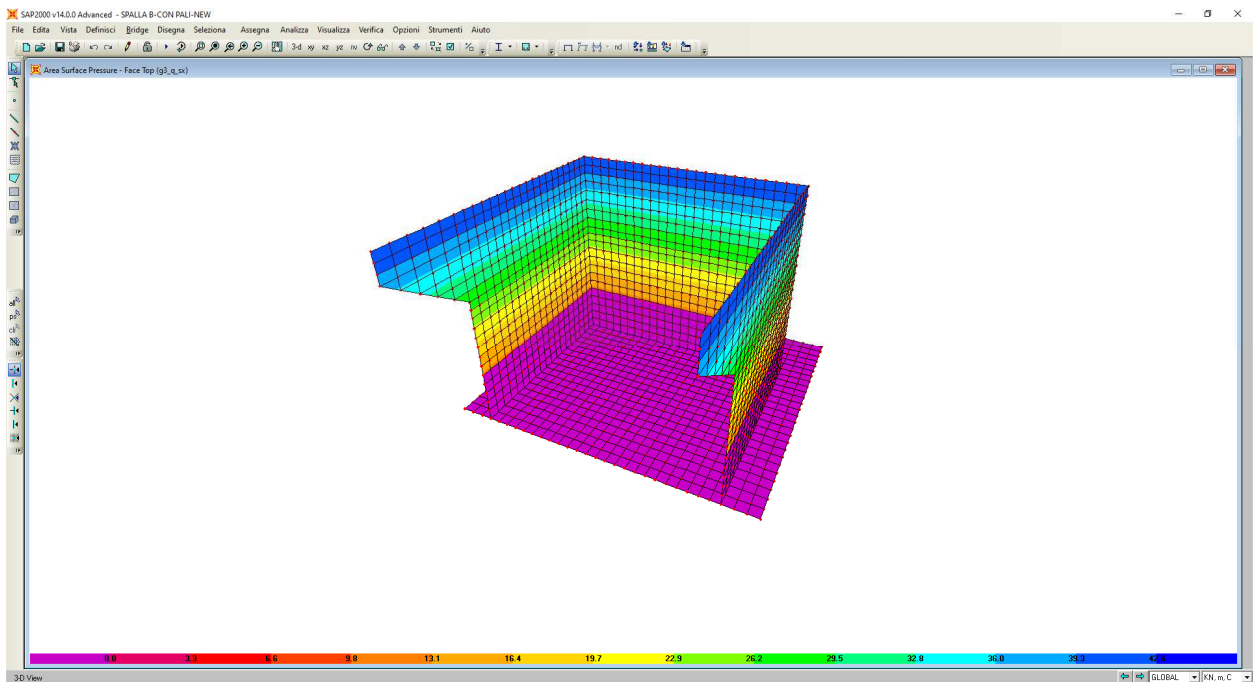
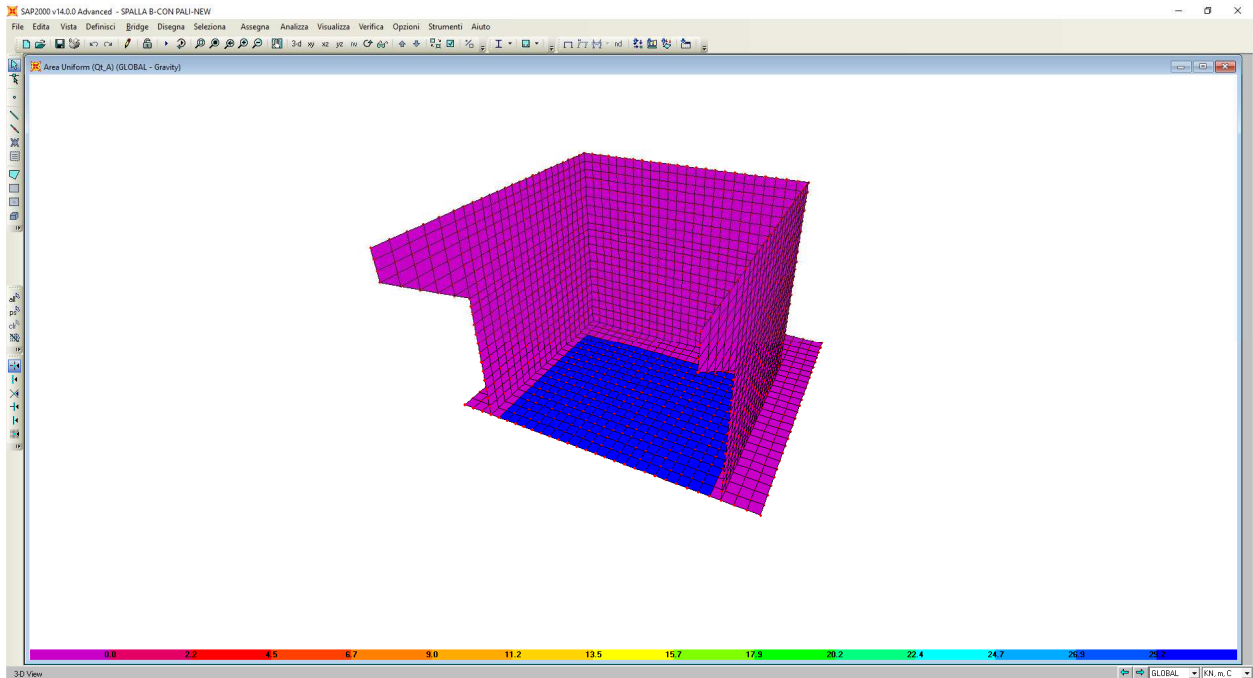


Figura 11-8 Peso e Spinta delle terre dovute al sovraccarico.

11.8 VARIAZIONI TERMICHE (Q7)

Viste le modeste dimensioni dei manufatti oggetto di studio gli effetti delle variazioni termiche possono essere trascurati.

11.9 RESISTENZA PARASSITA DEI VINCOLI (Q8)

Per effetto degli spostamenti orizzontali dell'impalcato in corrispondenza degli appoggi scorrevoli dovuti a variazioni termiche, ritiro della soletta in c.a etc., si sviluppano azioni orizzontali di attrito, funzione delle caratteristiche degli appoggi impiegati.

Sulla struttura sono presenti come apparecchi di appoggio degli isolatori elastomerici.

A causa della tipologia di appoggio adottata le azioni parassite sono in realtà di forze di richiamo elastiche e dipendono quindi dalle deformazioni assiali dell'impalcato e dalla rigidezza elastica dell'apparecchio.

Detta k la rigidezza orizzontale dell'isolatore, ΔT (27°) la variazione termica uniforme dell'impalcato, ΔTr (34°) la variazione termica uniforme equivalente al ritiro, indicando con α il coeff. dilatazione termica e con "d" la distanza dell'appoggio dall'asse di simmetria longitudinale del viadotto (Asse pila P3: asse rispetto a cui avvengono le deformazioni), si ha per la forza orizzontale $F_{res,passive}$ esercitata sul singolo allineamento:

$$F_{res,passive_allineamento_spalla,A-B} = k \cdot d \cdot \alpha \cdot (\Delta T + \Delta Tr) = 6340 \cdot 162 \cdot 0.00001 \cdot (27 + 34) = 626.5 \text{ kN}$$

Sul singolo appoggio risulta essere pari a:

$$F_{res,passive_allineamento_appoggio\ 1} = 626.5 / 2 = 313.25 \text{ kN}$$

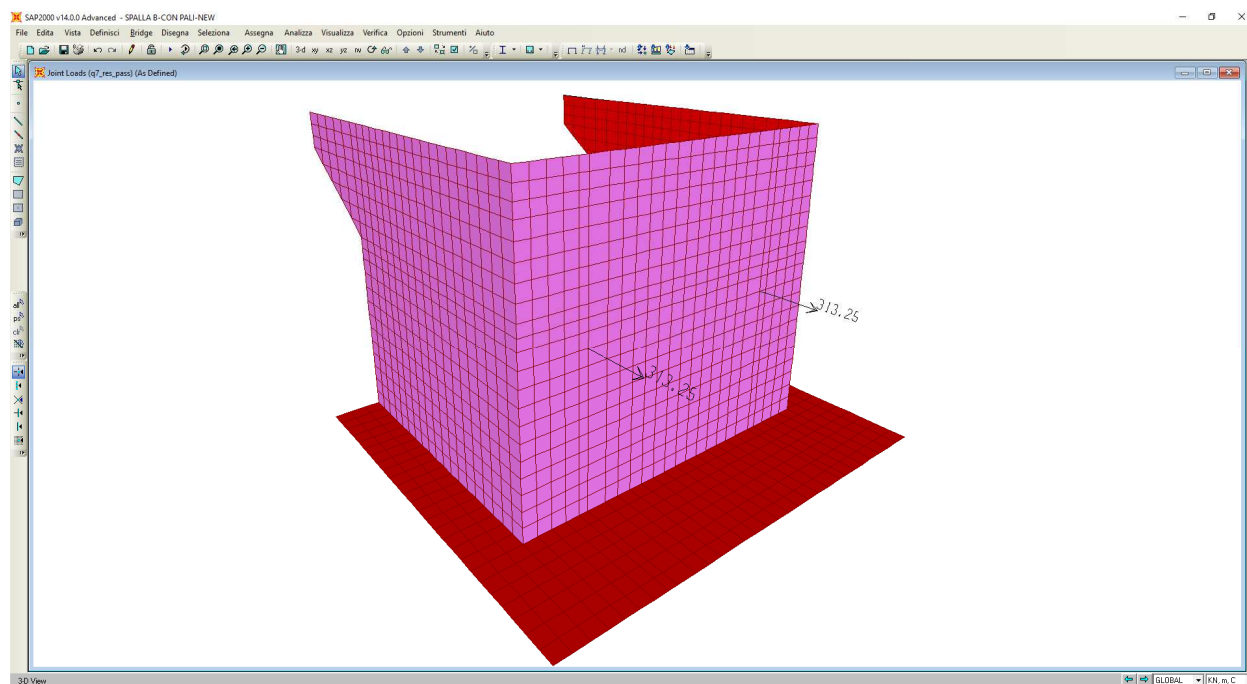


Figura 11-9 Resistenze passive

11.10 AZIONI ECCEZIONALI (Q9)

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN, distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera – 0,10 m), h2 = 1,00 m.

Tale azione si considera applicata a 0.9 m dalla testa del muro di risvolto ed ipotizzando una diffusione a 45° a partire dall'impronta di carico di 0.5 m, avremo che l'urto verrà applicato come una forza ed un momento uniformemente distribuiti su di una striscia di $(0.5+0.9*2)= 2.3$ m:

$$F_u = 100 / (0.5 + 0.9 * 2) = 43.48 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 43.48 * 0.9 = 39.14 \text{ kNm/m}$$

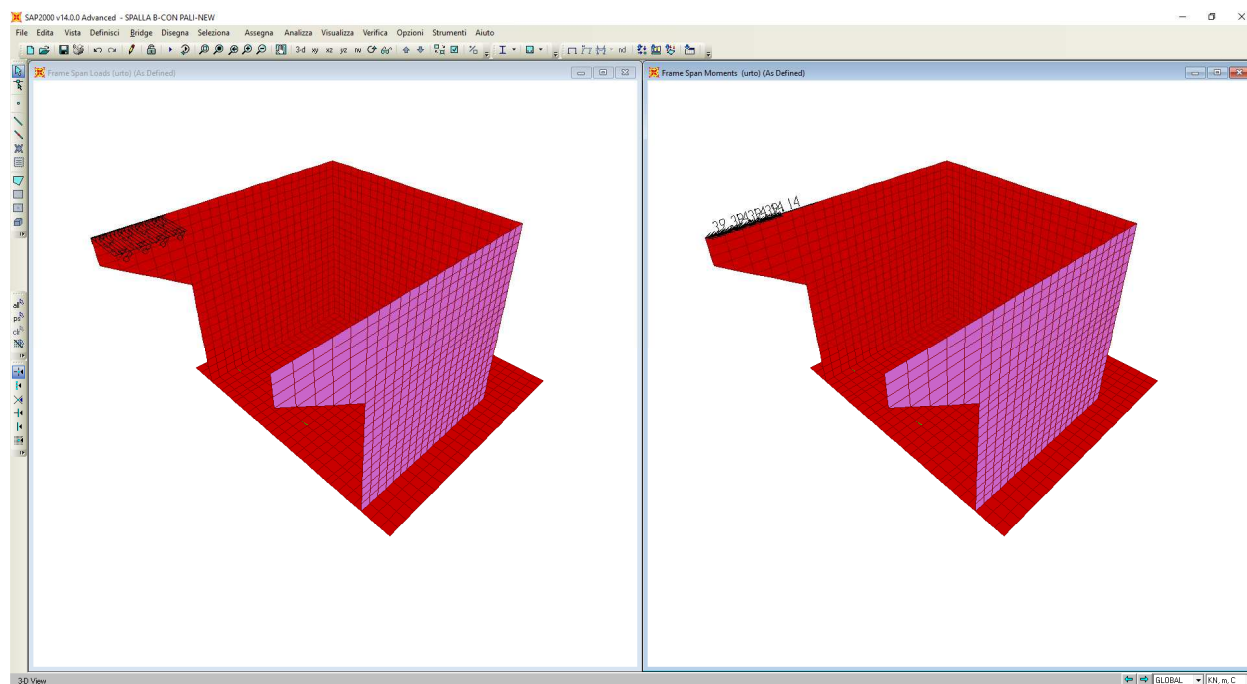


Figura 11-10 Forza e Momento dovuto all'urto del veicolo in svio

11.11 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA (E)

Come anticipato in premessa, i viadotti in oggetto sono progettati per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica") ai sensi del D. Min. 17/01/2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$.

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 949 anni circa.

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle Nuove Norme Tecniche, non è definita in funzione dell'appartenenza dell'opera ad una zona sismica bensì è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno
- 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.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

V_N	C_U	V_R	T_R	Località	$a_{g,orizz}$	F_0	$a_{g,vert}$	F_v	T_C^*
[anni]		[anni]	[anni]	-	[g]		[g]		[s]
50	2	100	949.00	Viadotto 3	0.282	2.463	0.202	1.765	0.362

Tabella 11-1: Parametri per la definizione della massima accelerazione locale

In quest'ultima V_N è la vita nominale dell'opera; C_U è il coefficiente relativo alla classe d'uso; V_R è il periodo di riferimento per l'azione sismica; T_R è il periodo di ritorno associato alla probabilità di non superamento dello stato limite della salvaguardia della vita; a_g è la massima accelerazione riferita a quella di gravità attesa sul sito su suolo di riferimento; F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; F_v è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale; T_C^* è il periodo, espresso in secondi, corrispondente alla fine del tratto orizzontale dello spettro su suolo di riferimento.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

Suolo	S_s	S_T	S	C_c	T_B	T_c	T_D
C	1.284	1	1.284	1.469	0.177	0.531	2.726

Tabella 11-2: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale

In quest'ultima S_S ed S_T sono rispettivamente i fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S ; C_C è il coefficiente che modifica il valore del periodo T_C^* ; T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente orizzontale; T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità; T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se} \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se} \quad T_D \leq T$$

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente verticale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

Suolo	S_S	S_T	S	T_B	T_C	T_D
C	1	1	1	0.05	0.15	1

Tabella 9.3: Parametri per la definizione dello spettro elastico verticale

In quest'ultima S_S ed S_T , S e C_C hanno i significati prima descritti; T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro per la componente verticale; T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante; T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se} \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se} \quad T_D \leq T$$

11.12 METODO DI ANALISI

Il metodo di analisi scelto per lo studio degli effetti del sisma è la analisi lineare statica.

L'analisi lineare statica consiste sostanzialmente in una analisi lineare dinamica semplificata in cui:

- 1) non si effettua l'analisi dinamica della costruzione per determinare i modi di vibrare "naturali" della costruzione e si ipotizza un modo di vibrare principale della costruzione caratterizzato da un periodo T_1 calcolato in maniera approssimata. A questo modo di vibrare si associa un'aliquota di massa partecipante pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
- 2) si calcolano gli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per il solo modo di vibrare principale considerato;
- 3) non si effettua alcuna combinazione degli effetti in quanto non si considerano modi di vibrare secondari.

Per i manufatti in esame è possibile applicare l'analisi statica lineare in quanto sono soddisfatti i punti b) e c) del §7.9.4.1 della normativa, che vengono riportati in calce.

"I requisiti necessari per applicare l'analisi statica lineare possono ritenersi soddisfatti nei casi seguenti:

- a) per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale, in ponti a travate semplicemente appoggiate e purché la massa efficace di ciascuna pila non sia superiore ad 1/5 della massa di impalcato da essa portata;
- b) nella direzione longitudinale, per ponti rettilinei a travata continua e purché la massa efficace complessiva delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma non sia superiore ad 1/5 della massa dell'impalcato;
- c) nella direzione trasversale, per ponti che soddisfino la condizione b) e siano simmetrici rispetto alla mezzeria longitudinale, o abbiano un'eccentricità non superiore al 5% della lunghezza del ponte. L'eccentricità è la distanza tra baricentro delle masse e centro delle rigidezze delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma della direzione trasversale"

Il punto b) è verificato per ponti a campata continua in cui longitudinalmente le pile sono svincolate dall'impalcato e la loro massa non influisce nel calcolo della massa sismica, in quanto, le pile sono dotate di appoggi unidirezionali trasversale. In accordo con la terminologia tecnica comunemente adottata, l'elemento strutturale che sostiene l'estremità del ponte e separa la luce libera dal terreno retrostante è da considerarsi "spalla", indipendentemente dalla sua forma e dal tipo di fondazioni.

Per quanto attiene al calcolo delle inerzie sugli elementi strutturali, allo Stato Limite Ultimo (SLV) si procede come nel seguito descritto:

- Nel caso in cui il sistema costituito da spalla, dal terreno presente, sulla sua fondazione e dall'impalcato sia infinitamente rigido (periodo proprio inferiore a 0,05s), le forze di inerzia direttamente applicate ad esso possono essere assunte pari al prodotto delle masse per l'accelerazione del terreno ($a_g \cdot S$), per il caso generale di spalle rigidamente connesse con l'impalcato, vedi § 7.9.5.4.2.

L'accelerazione orizzontale di progetto è data dalla seguente espressione:

$$S_d(T) = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0,282g \cdot 1,284 \cdot 1 = 0.362g$$

L'accelerazione verticale di progetto è data dalla seguente espressione:

$$S_d(T) = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0,202g \cdot 1 \cdot 1 = 0.202g$$

11.13 SPINTA SISMICA DEL TERRENO E

Le spinte delle terre, considerando la spalla su pali una struttura rigida e priva di spostamenti (par. 7.11.6.2.1 D.M. 17.01.18), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta SE = S \cdot ag / g \cdot \gamma \cdot H_{tot}^2 \quad - \text{ formula di Wood}$$

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $H_{tot}/2$, con H_{tot} l'altezza totale della spalla dall'intradosso della fondazione.

$$\Delta SE = S \cdot ag / g \cdot \gamma \cdot H_{tot}^2 = 0.362 \cdot 20 \cdot 8.00^2 = 463.36 \text{ kN}$$

$$\Delta sE = 463.36 / 8.00 = 57.92 \text{ kN/m}$$

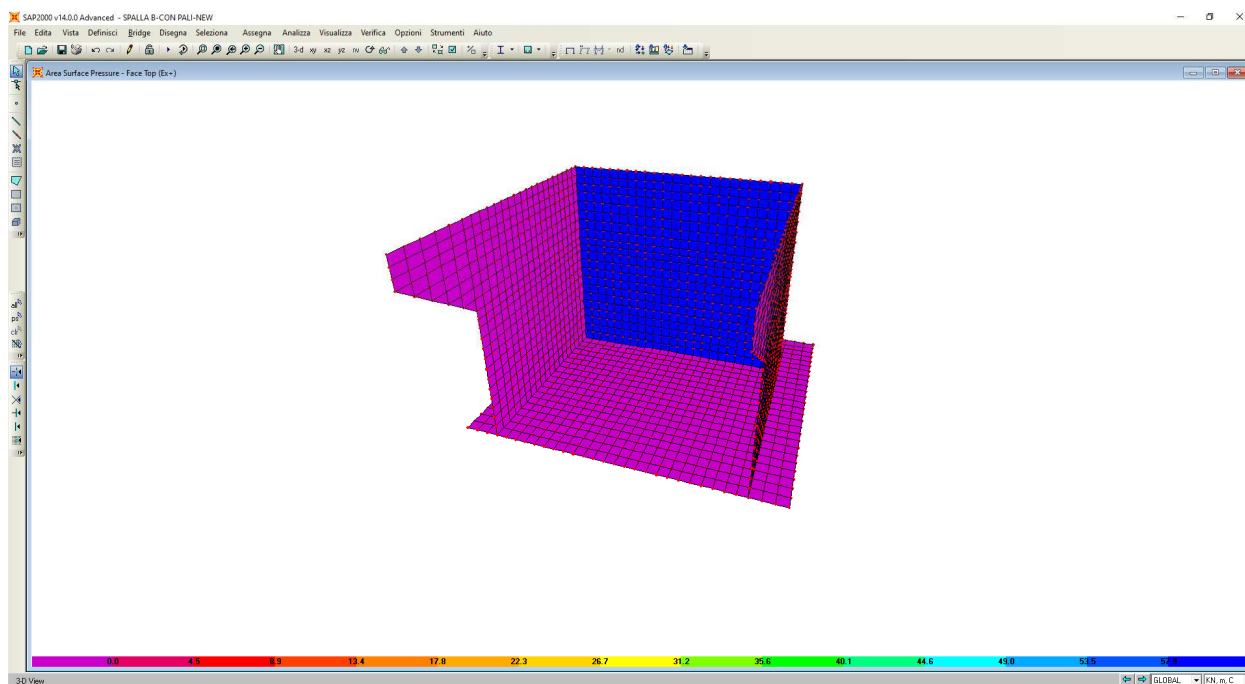


Figura 11-11 Spinta sismica delle terre in direzione x

11.14 INERZIA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI IN CONDIZIONE SISMICA

Componente orizzontale

Impalcato: la reazione massima proviene dallo studio dell'insieme impalcato appoggi elastomerici (vedi relazione di calcolo impalcato § 12)

SPALLA (SPB)

Trave	Reazioni massime long. [kN]	Reazioni massime trasv. [kN]
1	815	525
2	815	525

L'accelerazione di progetto da applicare alle masse strutturali della spalla e del rinterro è data dalla seguente espressione:

$$S_d(T) = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0,282g \cdot 1,283 \cdot 1 = 0.362g$$

L'inerzia sismica delle masse strutturali della spalla viene calcolata automaticamente dal programma di calcolo una volta inserito il moltiplicatore delle masse pari a S(T) sopra definito

Rinterro a tergo della spalla (SPA):

$$\text{Peso: } W_{\text{interro}} = N = 6473kN$$

$$\text{Forza d'inerzia concentrata: } F_{i,spalla} = 0,362g \cdot \frac{6473kN}{g} = 2343.23kN$$

Forza d'inerzia distribuita sulla superficie della spalla in dir. x:

$$f_{i,rint,x} = \frac{2343.23kN}{(7.90 \times 2.00 + 9.10 \times 4.00)m^2} = 44.89kN / m^2$$

Forza d'inerzia distribuita sulla superficie della spalla in dir. y:

$$f_{i,rint,y} = \frac{2343.23kN}{(6.20 \times 6.00)m^2} = 63.00kN / m^2$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

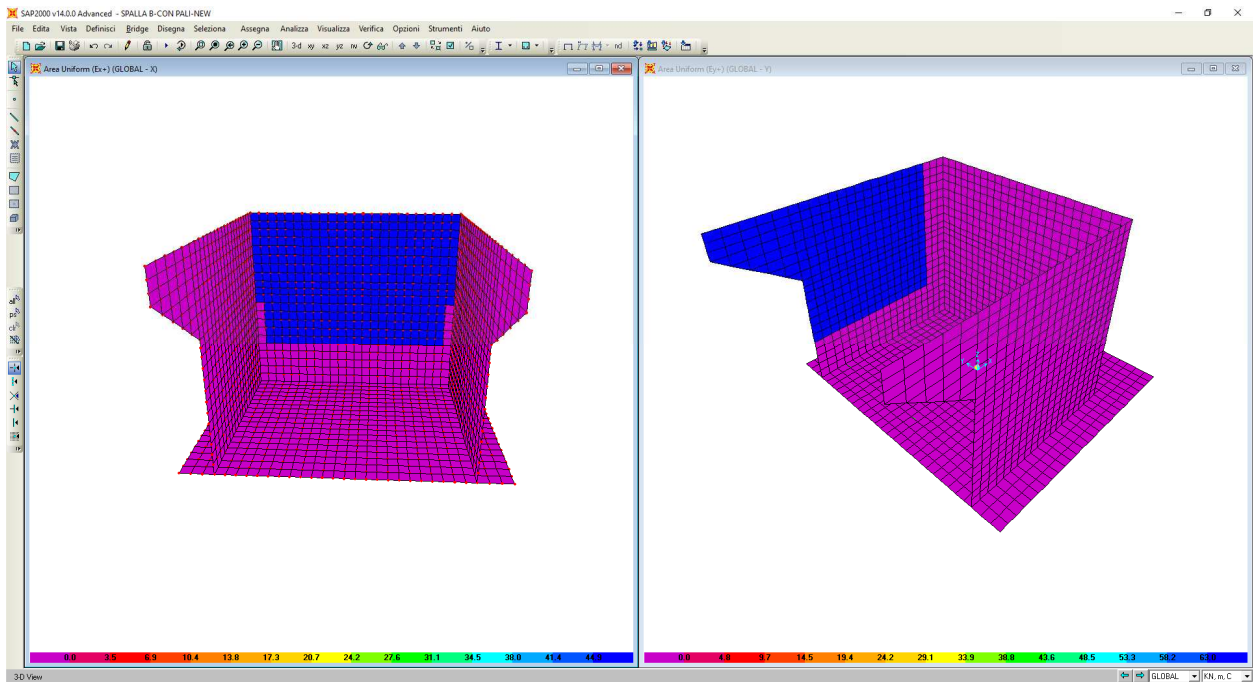
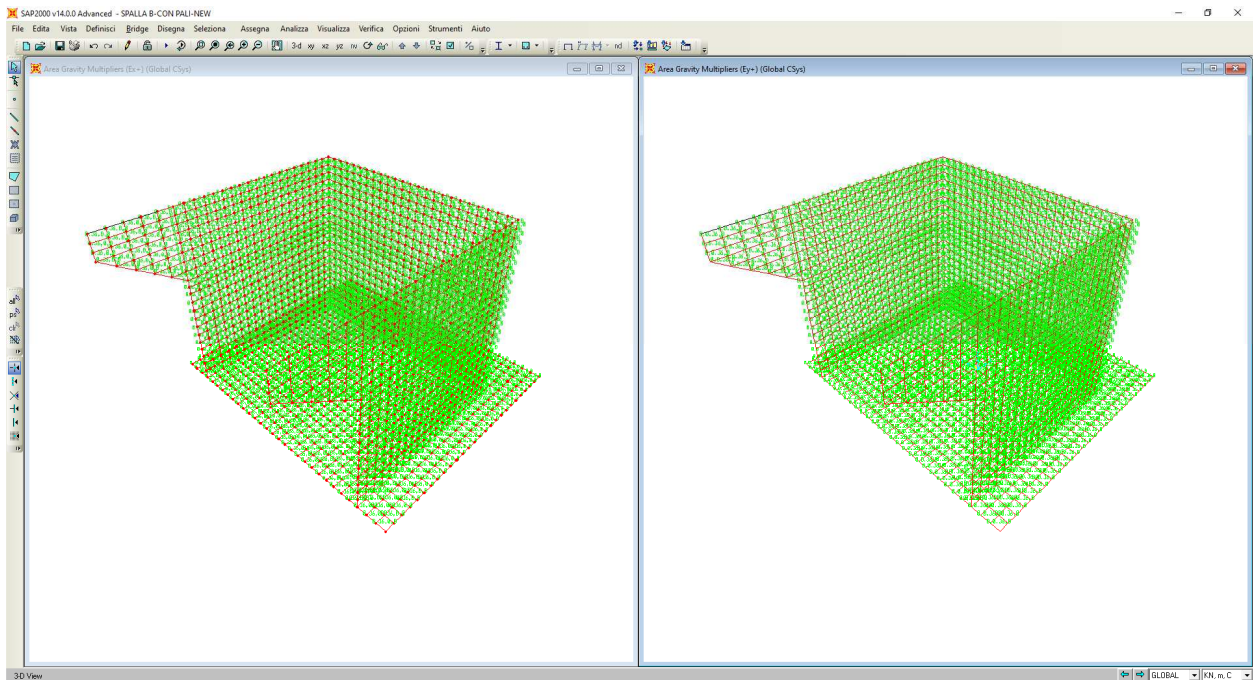


Figura 11-12 Inerzia orizzontale spalla+rinterro in dir x e y

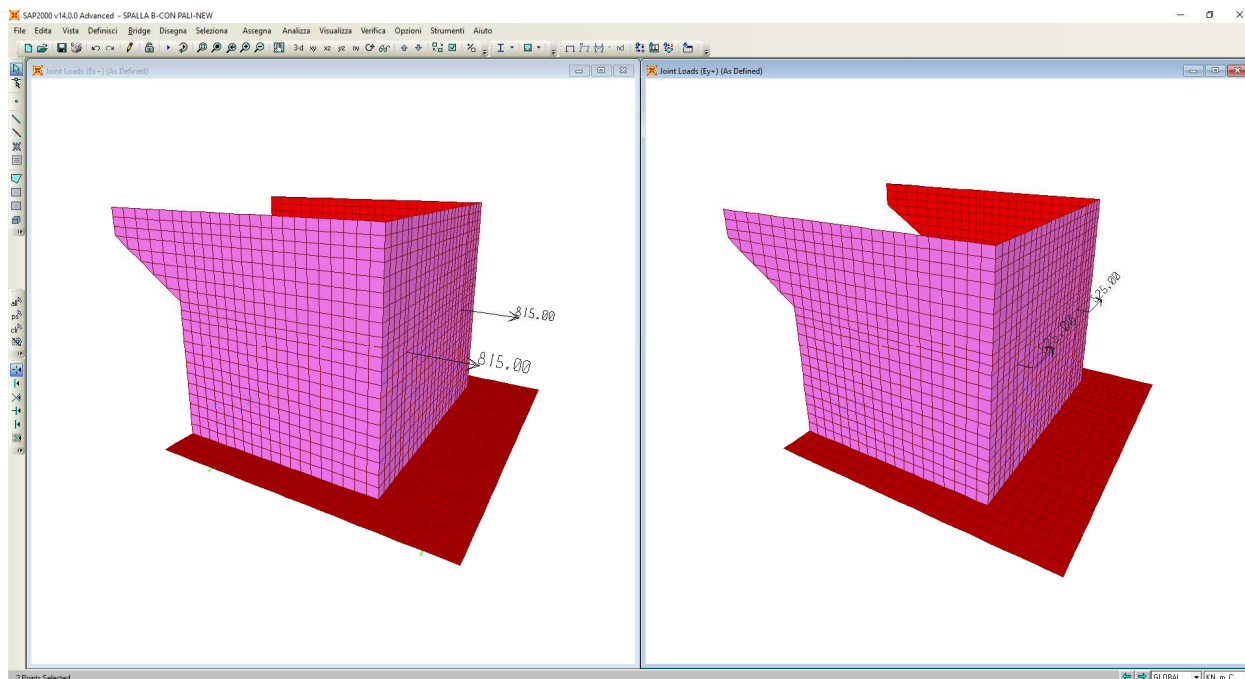


Figura 11-13 Inerzia orizzontale impalcato in dir x e y

Componente verticale

Impalcato: la reazione massima proviene dallo studio dell'insieme impalcato appoggi elastomerici (vedi relazione di calcolo impalcato § 12)

SPB	
Trave	reazioni massime vert. [kN]
1	±295,00
2	±295,00

L'accelerazione di progetto da applicare alle masse strutturali della spalla e del rinterro è data dalla seguente espressione:

$$S_d(T) = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0,202g \cdot 1 \cdot 1 = \pm 0.202g$$

L'inerzia sismica delle masse strutturali della spalla viene calcolata automaticamente dal programma di calcolo una volta inserito il moltiplicatore delle masse pari a S(T) sopra definito

Rinterro a tergo della spalla (SPA):

Peso: $W_{\text{interro}} = N = 6473kN$

$$\text{Forza d'inerzia concentrata: } F_{i,spalla} = \pm 0,202g \cdot \frac{6473kN}{g} = \pm 1307.55kN$$

Forza d'inerzia distribuita sulla superficie della fondazione in dir. $\pm z$:

$$f_{i,rint,z} = \frac{1307.55kN}{(6,20 \times 7.90)m^2} = \pm 26.70kN / m^2$$

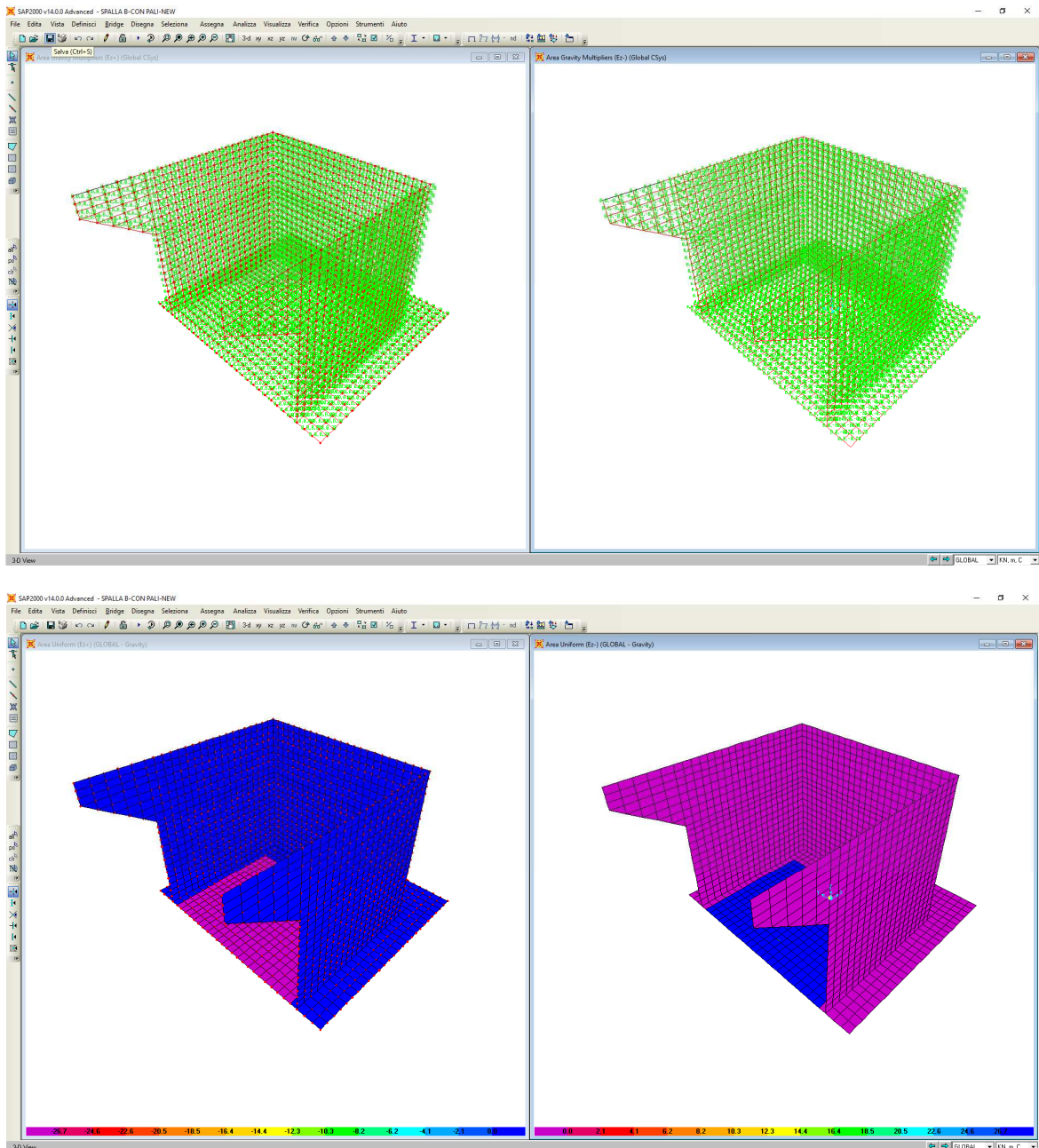


Figura 11-14 Inerzia verticale spalla+rinterro in dir $\pm z$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

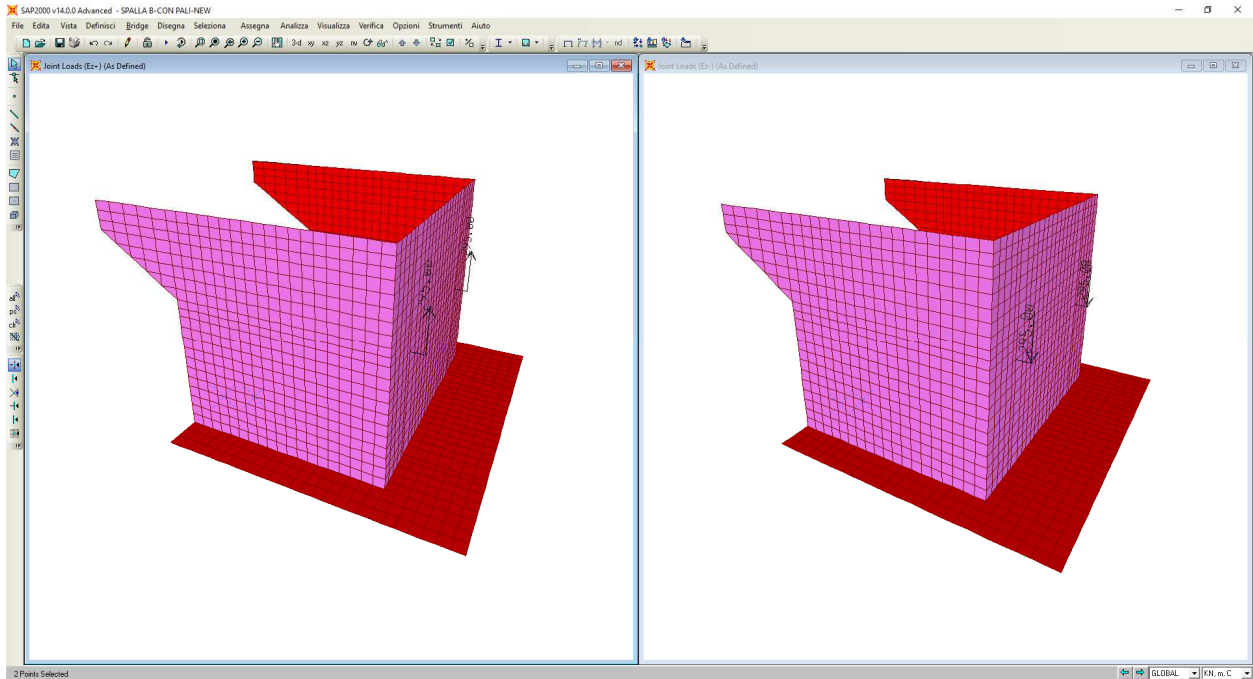


Figura 11-15 Inerzia verticale impalcato

11.15 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Si riportano le combinazioni di carico che sono state considerate per il calcolo delle sollecitazioni di progetto.

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR}) \Rightarrow G_1 \gamma_{G1} + G_2 \gamma_{G2} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d = \Phi_k)$$

$$\text{ECC}) \Rightarrow G_1 + G_2 + A_d + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

La combinazione ECC) è stata utilizzata per le verifiche di resistenza al fuoco sulla struttura.

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente}) \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente}) \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti:

$$\text{STR}) \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d = \Phi_k)$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Nel caso dell'opera in oggetto, interessata da un attraversamento stradale, così come espressamente indicato al p.to 5.1.3.8 della norma, verrà considerato nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

Per la stessa sezione, i coefficienti parziali di sicurezza da applicare alle varie tipologie di carico e i valori di combinazione delle azioni variabili da traffico sono riportati nelle tabelle seguenti.

Le verifiche strutturali e geotecniche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 2", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle seguenti per i parametri geotecnici e le azioni.

Combinazione 1 (A1+M1+R3) STR/ECC/SLV (*)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

(*) Si precisa che per le verifiche agli s.l.u. nella combinazione sismica (SLV), si considerano come carichi agenti quelli i cui coefficienti parziali delle azioni vengono posti pari all'unità come indicato nelle NTC-D.M. 17/01/2018 al paragrafo 7.11.1.

Tabella 2 - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M ₁	M ₂
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ	1	1

In accordo con quanto indicato nel paragrafo 6.4.3.1.1 della norma di riferimento, i coefficienti parziali che si applicano alle resistenze caratteristiche calcolate, sono quelli riportati nella tabella che segue con riferimento, per analogia alla tecnologia costruttiva, ai pali trivellati.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_c	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Per la stessa sezione, i coefficienti parziali di sicurezza da applicare alle varie tipologie di carico e i valori di combinazione delle azioni variabili da traffico sono riportati nelle tabelle seguenti.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tabella 5.1.VI – Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico	0,6	0,2	0,0
	SLU e SLE			
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_s	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

11.15.1 Casi di carico

Le condizioni elementari considerate sono riassunte nelle tabelle seguente:

Sigla Id	Peso	CDC
Peso proprio	1.00	g1_travi+soletta
Permanenti portati	1.00	g2_permanenti g2_rinterro
Spinta delle terre	1.00	g3_t
Spinta del terreno dovuta al sovraccarico stradale sulla spalla sinistra	1.00	g3_q_sx
Spinta del terreno dovuta al sovraccarico stradale sulla spalla destra (non presente)	0.00	g3_q_dx
Schema di carico 1,	1.00	Q1_A
Schema di carico 1, a tergo della spalla (non presente)	0.00	Q1_B
Schema di carico 1, configurazione C (non presente)	0.00	Q1_C
Schema di carico 1, configurazione D (non presente)	0.00	Q1_D
Schema di carico 1, configurazione E (non presente)	0.00	Qt_E
Incremento dinamico dell'accidentale (non presente)	0.00	Q2
frenatura sx	1.00	Q3+
frenatura dx (non presente)	0.00	Q3-
Vento	1.00	Q5
Spinta idrodinamica	0.00	Q6
Variazione di Temperatura (non presente)	0.00	Q7
Resistenza passiva vincoli	1.00	Q8
Urto	1.00	Q9
Sisma da +x	1.00	Ex+ ,Wood
Sisma da -x (non presente)	1.00	Ex- ,Wood
Sisma da +y	1.00	Ey+
Sisma da -y (non presente)	1.00	Ey-

11.15.2 Combinazioni SLU (STR)

Di seguito vengono riportate le 203 combinazioni SLU considerate:

Nome Combo Azioni considerate e coefficienti parziali

SLU001 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q-A+1.35Q8
 SLU002 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q-B+1.35Q8
 SLU003 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q-C+1.35Q8
 SLU004 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q-D+1.35Q8
 SLU005 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q-E+1.35Q8
 SLU006 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q-A+1.35Q8
 SLU007 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q-B+1.35Q8
 SLU008 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q-C+1.35Q8
 SLU009 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q-D+1.35Q8
 SLU010 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q-E+1.35Q8
 SLU011 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+1.35 Q-A+1.35Q8

SLU012 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+1.35 Q-B+1.35Q8
SLU013 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+1.35 Q-C+1.35Q8
SLU014 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+1.35 Q-D+1.35Q8
SLU015 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+1.35 Q-E+1.35Q8
SLU016 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q_dx+1.35 Q-A+1.35Q8
SLU017 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q_dx+1.35 Q-B+1.35Q8
SLU018 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q_dx+1.35 Q-C+1.35Q8
SLU019 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q_dx+1.35 Q-D+1.35Q8
SLU020 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q_dx+1.35 Q-E+1.35Q8
SLU021 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+Q_sx+1.35 (Q3+)+1.35Q8
SLU022 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.0215 Q_sx+1.35 (Q3+)+1.0215 Q-A+1.35Q8
SLU023 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.0215 Q_sx+1.35 (Q3+)+1.0215 Q-B+1.35Q8
SLU024 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.0215 Q_sx+1.35 (Q3+)+1.0215 Q-C+1.35Q8
SLU025 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.0215 Q_sx+1.35 (Q3+)+1.0215 Q-D+1.35Q8
SLU026 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.0215 Q_sx+1.35 (Q3+)+1.0215 Q-E+1.35Q8
SLU027 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.0215 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.35Q8
SLU028 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.0215 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.0215 Q-A+1.35Q8
SLU029 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.0215 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.0215 Q-B+1.35Q8
SLU030 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.0215 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.0215 Q-C+1.35Q8
SLU031 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.0215 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.0215 Q-D+1.35Q8
SLU032 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.0215 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.0215 Q-E+1.35Q8
SLU033 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35Q8
SLU034 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q-A+1.35Q8
SLU035 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q-B+1.35Q8
SLU036 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q-C+1.35Q8
SLU037 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q-D+1.35Q8
SLU038 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q-E+1.35Q8
SLU039 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+1.35Q8
SLU040 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+Q-A+1.35Q8
SLU041 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+Q-B+1.35Q8
SLU042 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+Q-C+1.35Q8
SLU043 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+Q-D+1.35Q8
SLU044 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+Q-E+1.35Q8
SLU045 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+1.35Q8
SLU046 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-A+1.35Q8
SLU047 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-B+1.35Q8
SLU048 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-C+1.35Q8
SLU049 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-D+1.35Q8
SLU050 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-E+1.35Q8
SLU051 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q-A+1.35Q8
SLU052 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q-B+1.35Q8
SLU053 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q-C+1.35Q8
SLU054 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q-D+1.35Q8
SLU055 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q-E+1.35Q8
SLU056 1.35 G1+1.35 G2+G3+Q_sx+1.35 Q-A+1.35Q8
SLU057 1.35 G1+1.35 G2+G3+Q_sx+1.35 Q-B+1.35Q8
SLU058 1.35 G1+1.35 G2+G3+Q_sx+1.35 Q-C+1.35Q8
SLU059 1.35 G1+1.35 G2+G3+Q_sx+1.35 Q-D+1.35Q8

SLU060 1.35 G1+1.35 G2+G3+Q_sx+1.35 Q-E+1.35Q8
SLU061 1.35 G1+1.35 G2+G3+Q_dx+1.35 Q-A+1.35Q8
SLU062 1.35 G1+1.35 G2+G3+Q_dx+1.35 Q-B+1.35Q8
SLU063 1.35 G1+1.35 G2+G3+Q_dx+1.35 Q-C+1.35Q8
SLU064 1.35 G1+1.35 G2+G3+Q_dx+1.35 Q-D+1.35Q8
SLU065 1.35 G1+1.35 G2+G3+Q_dx+1.35 Q-E+1.35Q8
SLU066 1.35 G1+1.35 G2+G3+Q_sx+Q_dx+1.35 Q-A+1.35Q8
SLU067 1.35 G1+1.35 G2+G3+Q_sx+Q_dx+1.35 Q-B+1.35Q8
SLU068 1.35 G1+1.35 G2+G3+Q_sx+Q_dx+1.35 Q-C+1.35Q8
SLU069 1.35 G1+1.35 G2+G3+Q_sx+Q_dx+1.35 Q-D+1.35Q8
SLU070 1.35 G1+1.35 G2+G3+Q_sx+Q_dx+1.35 Q-E+1.35Q8
SLU071 1.35 G1+1.35 G2+G3+Q_sx+1.35 (Q3+)+1.35Q8
SLU072 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.0215 Q_sx+1.35 (Q3+)+1.0215 Q-A+1.35Q8
SLU073 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.0215 Q_sx+1.35 (Q3+)+1.0215 Q-B+1.35Q8
SLU074 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.0215 Q_sx+1.35 (Q3+)+1.0215 Q-C+1.35Q8
SLU075 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.0215 Q_sx+1.35 (Q3+)+1.0215 Q-D+1.35Q8
SLU076 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.0215 Q_sx+1.35 (Q3+)+1.0215 Q-E+1.35Q8
SLU077 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.0215 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.35Q8
SLU078 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.0215 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.0215 Q-A+1.35Q8
SLU079 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.0215 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.0215 Q-B+1.35Q8
SLU080 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.0215 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.0215 Q-C+1.35Q8
SLU081 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.0215 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.0215 Q-D+1.35Q8
SLU082 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.0215 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.0215 Q-E+1.35Q8
SLU083 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_sx+1.35Q8
SLU084 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_sx+Q-A+1.35Q8
SLU085 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_sx+Q-B+1.35Q8
SLU086 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_sx+Q-C+1.35Q8
SLU087 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_sx+Q-D+1.35Q8
SLU088 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_sx+Q-E+1.35Q8
SLU089 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_dx+1.35Q8
SLU090 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_dx+Q-A+1.35Q8
SLU091 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_dx+Q-B+1.35Q8
SLU092 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_dx+Q-C+1.35Q8
SLU093 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_dx+Q-D+1.35Q8
SLU094 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_dx+Q-E+1.35Q8
SLU095 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+1.35Q8
SLU096 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-A+1.35Q8
SLU097 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-B+1.35Q8
SLU098 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-C+1.35Q8
SLU099 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-D+1.35Q8
SLU100 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-E+1.35Q8
SLU101 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q-A+Q8
SLU102 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q-B+Q8
SLU103 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q-C+Q8
SLU104 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q-D+Q8
SLU105 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q-E+Q8
SLU106 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q-A+Q8
SLU107 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q-B+Q8

SLU108 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q-C+Q8
SLU109 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q-D+Q8
SLU110 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q-E+Q8
SLU111 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+1.35 Q-A+Q8
SLU112 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+1.35 Q-B+Q8
SLU113 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+1.35 Q-C+Q8
SLU114 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+1.35 Q-D+Q8
SLU115 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+1.35 Q-E+Q8
SLU116 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q_dx+1.35 Q-A+Q8
SLU117 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q_dx+1.35 Q-B+Q8
SLU118 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q_dx+1.35 Q-C+Q8
SLU119 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q_dx+1.35 Q-D+Q8
SLU120 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q_dx+1.35 Q-E+Q8
SLU121 G1+G2+1.35 G3+Q_sx+1.35 (Q3+)+Q8
SLU122 G1+G2+1.35 G3+1.0125 Q_sx+1.35 (Q3+)+1.0125 Q-A+Q8
SLU123 G1+G2+1.35 G3+1.0125 Q_sx+1.35 (Q3+)+1.0125 Q-B+Q8
SLU124 G1+G2+1.35 G3+1.0125 Q_sx+1.35 (Q3+)+1.0125 Q-C+Q8
SLU125 G1+G2+1.35 G3+1.0125 Q_sx+1.35 (Q3+)+1.0125 Q-D+Q8
SLU126 G1+G2+1.35 G3+1.0125 Q_sx+1.35 (Q3+)+1.0125 Q-E+Q8
SLU127 G1+G2+1.35 G3+1.0125 Q_dx+1.35 (Q3-)+Q8
SLU128 G1+G2+1.35 G3+1.0125 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.0125 Q-A+Q8
SLU129 G1+G2+1.35 G3+1.0125 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.0125 Q-B+Q8
SLU130 G1+G2+1.35 G3+1.0125 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.0125 Q-C+Q8
SLU131 G1+G2+1.35 G3+1.0125 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.0125 Q-D+Q8
SLU132 G1+G2+1.35 G3+1.0125 Q_dx+1.35 (Q3-)+1.0125 Q-E+Q8
SLU133 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q8
SLU134 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q-A+Q8
SLU135 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q-B+Q8
SLU136 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q-C+Q8
SLU137 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q-D+Q8
SLU138 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+Q-E+Q8
SLU139 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+Q8
SLU140 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+Q-A+Q8
SLU141 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+Q-B+Q8
SLU142 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+Q-C+Q8
SLU143 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+Q-D+Q8
SLU144 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_dx+Q-E+Q8
SLU145 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q8
SLU146 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-A
SLU147 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-B+Q8
SLU148 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-C+Q8
SLU149 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-D+Q8
SLU150 G1+G2+1.35 G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-E+Q8
SLU151 G1+G2+G3+1.35 Q-A+Q8
SLU152 G1+G2+G3+1.35 Q-B+Q8
SLU153 G1+G2+G3+1.35 Q-C+Q8
SLU154 G1+G2+G3+1.35 Q-D+Q8
SLU155 G1+G2+G3+1.35 Q-E+Q8

SLU156 G1+G2+G3+Q_sx+1.35 Q-A+Q8
SLU157 G1+G2+G3+Q_sx+1.35 Q-B+Q8
SLU158 G1+G2+G3+Q_sx+1.35 Q-C+Q8
SLU159 G1+G2+G3+Q_sx+1.35 Q-D+Q8
SLU160 G1+G2+G3+Q_sx+1.35 Q-E+Q8
SLU161 G1+G2+G3+Q_dx+1.35 Q-A+Q8
SLU162 G1+G2+G3+Q_dx+1.35 Q-B+Q8
SLU163 G1+G2+G3+Q_dx+1.35 Q-C+Q8
SLU164 G1+G2+G3+Q_dx+1.35 Q-D+Q8
SLU165 G1+G2+G3+Q_dx+1.35 Q-E+Q8
SLU166 G1+G2+G3+Q_sx+Q_dx+1.35 Q-A+Q8
SLU167 G1+G2+G3+Q_sx+Q_dx+1.35 Q-B+Q8
SLU168 G1+G2+G3+Q_sx+Q_dx+1.35 Q-C+Q8
SLU169 G1+G2+G3+Q_sx+Q_dx+1.35 Q-D+Q8
SLU170 G1+G2+G3+Q_sx+Q_dx+1.35 Q-E+Q8
SLU171 G1+G2+G3+Q_sx+1.35 (Q3+)+Q8
SLU172 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 (Q3+)+Q-A+Q8
SLU173 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 (Q3+)+Q-B+Q8
SLU174 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 (Q3+)+Q-C+Q8
SLU175 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 (Q3+)+Q-D+Q8
SLU176 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 (Q3+)+Q-E+Q8
SLU177 G1+G2+G3+1.35 Q_dx+1.35 (Q3-)+Q8
SLU178 G1+G2+G3+1.35 Q_dx+1.35 (Q3-)+Q-A+Q8
SLU179 G1+G2+G3+1.35 Q_dx+1.35 (Q3-)+Q-B+Q8
SLU180 G1+G2+G3+1.35 Q_dx+1.35 (Q3-)+Q-C+Q8
SLU181 G1+G2+G3+1.35 Q_dx+1.35 (Q3-)+Q-D+Q8
SLU182 G1+G2+G3+1.35 Q_dx+1.35 (Q3-)+Q-E+Q8
SLU183 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+Q8
SLU184 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+Q-A+Q8
SLU185 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+Q-B+Q8
SLU186 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+Q-C+Q8
SLU187 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+Q-D+Q8
SLU188 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+Q-E+Q8
SLU189 G1+G2+G3+1.35 Q_dx+Q8
SLU190 G1+G2+G3+1.35 Q_dx+Q-A+Q8
SLU191 G1+G2+G3+1.35 Q_dx+Q-B+Q8
SLU192 G1+G2+G3+1.35 Q_dx+Q-C+Q8
SLU193 G1+G2+G3+1.35 Q_dx+Q-D+Q8
SLU194 G1+G2+G3+1.35 Q_dx+Q-E+Q8
SLU195 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q8
SLU196 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-A+Q8
SLU197 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-B+Q8
SLU198 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-C+Q8
SLU199 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-D+Q8
SLU200 G1+G2+G3+1.35 Q_sx+1.35 Q_dx+Q-E+Q8
SLU201 1.35 G1+1.35 G2+1.35 G3+1.35 Q8
SLU202 1.35 G1+1.35 G2+G3+1.35 Q8
SLU203 G1+G2+1.35 G3+ Q8

11.15.3 Combinazioni ECC

ECC G1+G2+G3+G3_Q+Q9

11.15.4 Combinazioni SLE

Di seguito vengono riportate le 59 combinazioni SLE considerate:

Nome Combo Azioni considerate e coefficienti parziali

QP01 G1+G2+G3+Q8
RARA01 G1+G2+G3+Q_sx+Q8
RARA02 G1+G2+G3+Q_sx+Q-A+Q8
RARA03 G1+G2+G3+Q_sx+Q-B+Q8
RARA04 G1+G2+G3+Q_sx+Q-C+Q8
RARA05 G1+G2+G3+Q_sx+Q-D+Q8
RARA06 G1+G2+G3+Q_sx+Q-E+Q8
RARA07 G1+G2+G3+Q_dx+Q8
RARA08 G1+G2+G3+Q_dx+Q-A+Q8
RARA09 G1+G2+G3+Q_dx+Q-B+Q8
RARA10 G1+G2+G3+Q_dx+Q-C+Q8
RARA11 G1+G2+G3+Q_dx+Q-D+Q8
RARA12 G1+G2+G3+Q_dx+Q-E+Q8
RARA13 G1+G2+G3+Q_sx+Q_dx+Q8
RARA14 G1+G2+G3+Q_sx+Q_dx+Q-A+Q8
RARA15 G1+G2+G3+Q_sx+Q_dx+Q-B+Q8
RARA16 G1+G2+G3+Q_sx+Q_dx+Q-C+Q8
RARA17 G1+G2+G3+Q_sx+Q_dx+Q-D+Q8
RARA18 G1+G2+G3+Q_sx+Q_dx+Q-E+Q8
RARA19 G1+G2+G3+0.75 Q_sx+(Q3+)+Q8
RARA20 G1+G2+G3+0.75 Q_sx+(Q3+)+0.75 Q-A+Q8
RARA21 G1+G2+G3+0.75 Q_sx+(Q3+)+0.75 Q-B+Q8
RARA22 G1+G2+G3+0.75 Q_sx+(Q3+)+0.75 Q-C+Q8
RARA23 G1+G2+G3+0.75 Q_sx+(Q3+)+0.75 Q-D+Q8
RARA24 G1+G2+G3+0.75 Q_sx+(Q3+)+0.75 Q-E+Q8
RARA25 G1+G2+G3+0.75 Q_dx+(Q3-)+Q8
RARA26 G1+G2+G3+0.75 Q_dx+(Q3-)+0.75 Q-A+Q8
RARA27 G1+G2+G3+0.75 Q_dx+(Q3-)+0.75 Q-B+Q8
RARA28 G1+G2+G3+0.75 Q_dx+(Q3-)+0.75 Q-C+Q8
RARA29 G1+G2+G3+0.75 Q_dx+(Q3-)+0.75 Q-D+Q8
RARA30 G1+G2+G3+0.75 Q_dx+(Q3-)+0.75 Q-E+Q8
RARA31 G1+G2+G3+Q-A+Q8
RARA32 G1+G2+G3+Q-B+Q8
RARA33 G1+G2+G3+Q-C+Q8
RARA34 G1+G2+G3+Q-D+Q8

RARA35 $G1+G2+G3+Q-E+Q8$
 RARA36 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx}+Q-A+Q8$
 RARA37 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx}+Q-B+Q8$
 RARA38 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx}+Q-C+Q8$
 RARA39 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx}+Q-D+Q8$
 RARA40 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx}+Q-E+Q8$
 RARA41 $G1+G2+G3+0.75 Q_{dx}+Q-A+Q8$
 RARA42 $G1+G2+G3+0.75 Q_{dx}+Q-B+Q8$
 RARA43 $G1+G2+G3+0.75 Q_{dx}+Q-C+Q8$
 RARA44 $G1+G2+G3+0.75 Q_{dx}+Q-D+Q8$
 RARA45 $G1+G2+G3+0.75 Q_{dx}+Q-E+Q8$
 RARA46 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx}+0.75 Q_{dx}+Q-A+Q8$
 RARA47 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx}+0.75 Q_{dx}+Q-B+Q8$
 RARA48 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx}+0.75 Q_{dx}+Q-C+Q8$
 RARA49 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx}+0.75 Q_{dx}+Q-D+Q8$
 RARA50 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx}+0.75 Q_{dx}+Q-E+Q8$
 FR01 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx}+Q8$
 FR02 $G1+G2+G3+0.75 Q_{dx}+Q8$
 FR03 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx}+0.75 Q_{dx}+Q8$
 FR04 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx} +0.75 Q-A+Q8$
 FR05 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx} +0.75 Q-B+Q8$
 FR06 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx} +0.75 Q-C+Q8$
 FR07 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx} +0.75 Q-D+Q8$
 FR08 $G1+G2+G3+0.75 Q_{sx} +0.75 Q-E+Q8$
 FR09 $G1+G2+G3+0.75 Q_{dx} +0.75 Q-A+Q8$
 FR10 $G1+G2+G3+0.75 Q_{dx} +0.75 Q-B+Q8$
 FR11 $G1+G2+G3+0.75 Q_{dx} +0.75 Q-C+Q8$
 FR12 $G1+G2+G3+0.75 Q_{dx} +0.75 Q-D+Q8$
 FR13 $G1+G2+G3+0.75 Q_{dx} +0.75 Q-E+Q8$

11.15.5 Combinazioni SLV

Di seguito vengono riportate le 9 combinazioni SLV considerate:

Nome Combo Azioni considerate e coefficienti parziali

SLV01 $G1+G2+G3+Ex(+)+Q8$
 SLV02 $G1+G2+G3+Ex(+)+0.3 Ey(+)+0.3 Ez(+)+Q8$
 SLV03 $G1+G2+G3+Ex(+)+0.3 Ey(+)+0.3 Ez(-)+Q8$
 SLV04 $G1+G2+G3+Ey(+)+Q8$
 SLV05 $G1+G2+G3+0.3 Ex(+)+Ey(+)+0.3 Ez(+)+Q8$
 SLV06 $G1+G2+G3+0.3 Ex(+)+Ey(+)+0.3 Ez(-)+Q8$
 SLV07 $G1+G2+G3+Ez(+)+Q8$
 SLV08 $G1+G2+G3+0.3 Ex(+)+0.3 Ey(-)+Ez(+)+Q8$
 SLV09 $G1+G2+G3+0.3 Ex(+)+0.3 Ey(+)+Ez(-)+Q8$

12 RISULTATI DELL'ANALISI

Di seguito vengono riportati in forma tabellare e grafica i risultati dell'analisi in termini di sollecitazioni per le combinazioni di carico SLU, SLE, SLV degli elementi maggiormente sollecitati (spalle):

Sollecitazioni

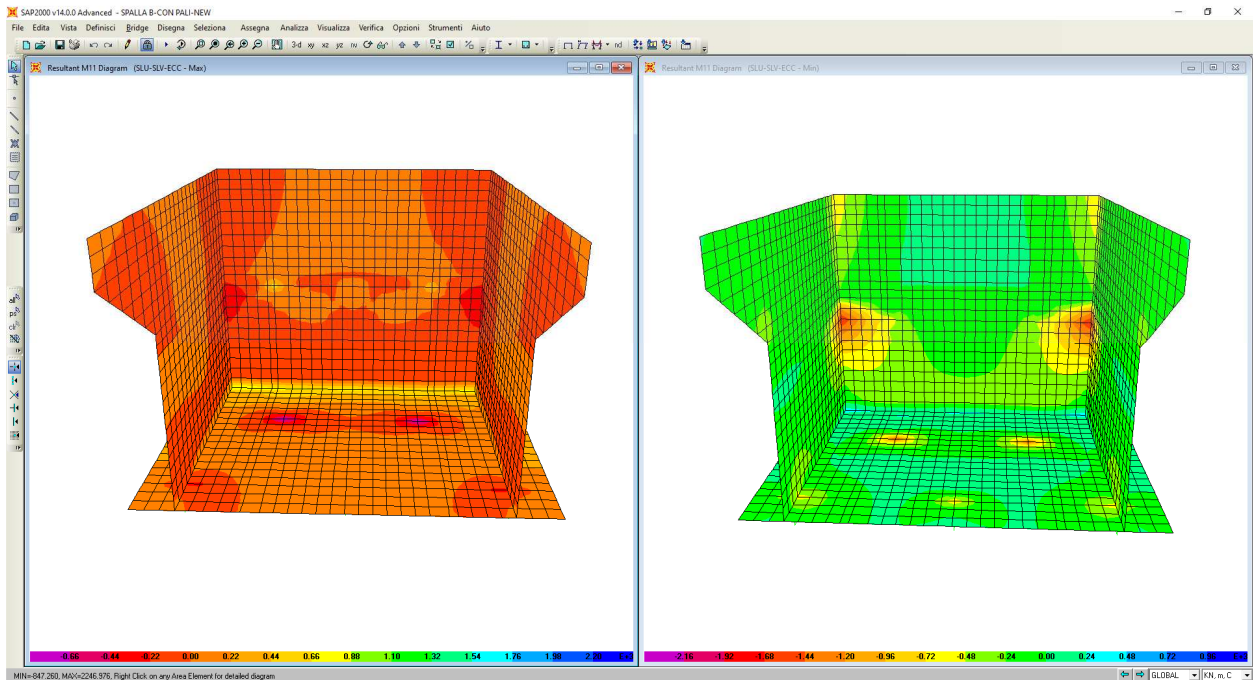


Diagramma dei momenti M11(STR-SLV-ECC)

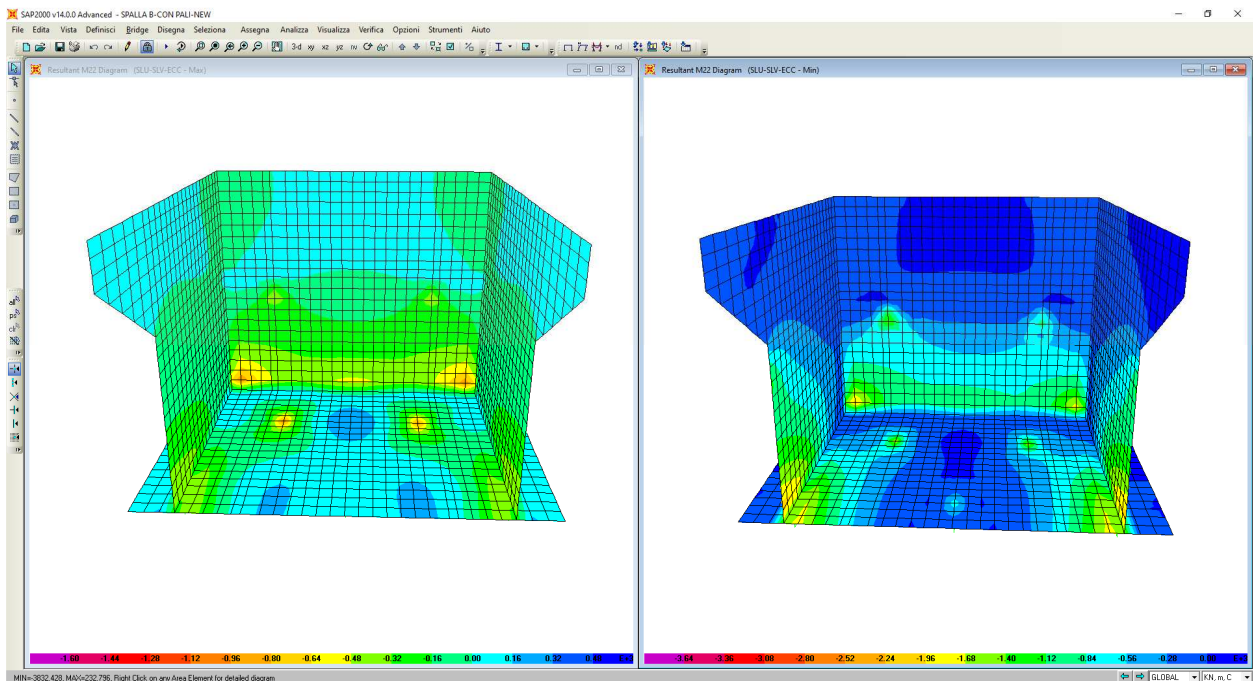


Diagramma dei momenti M22 (STR-SLV-ECC)

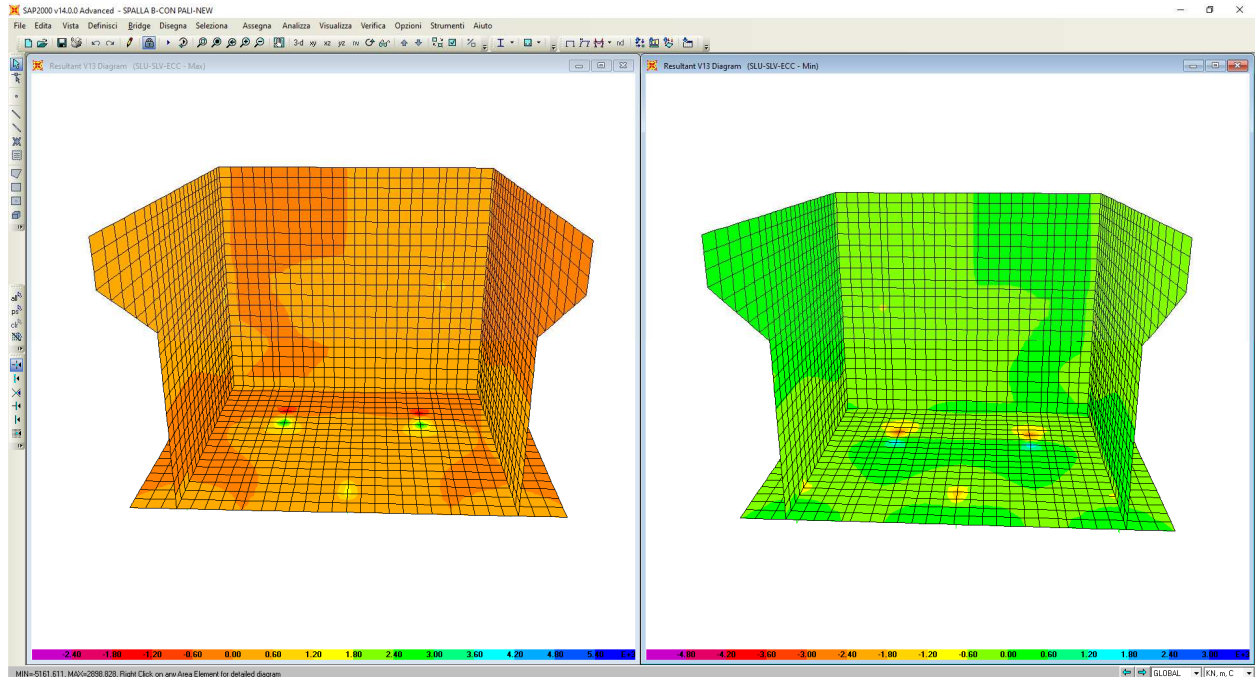


Diagramma dei tagli V13 (STR-SLV-ECC)

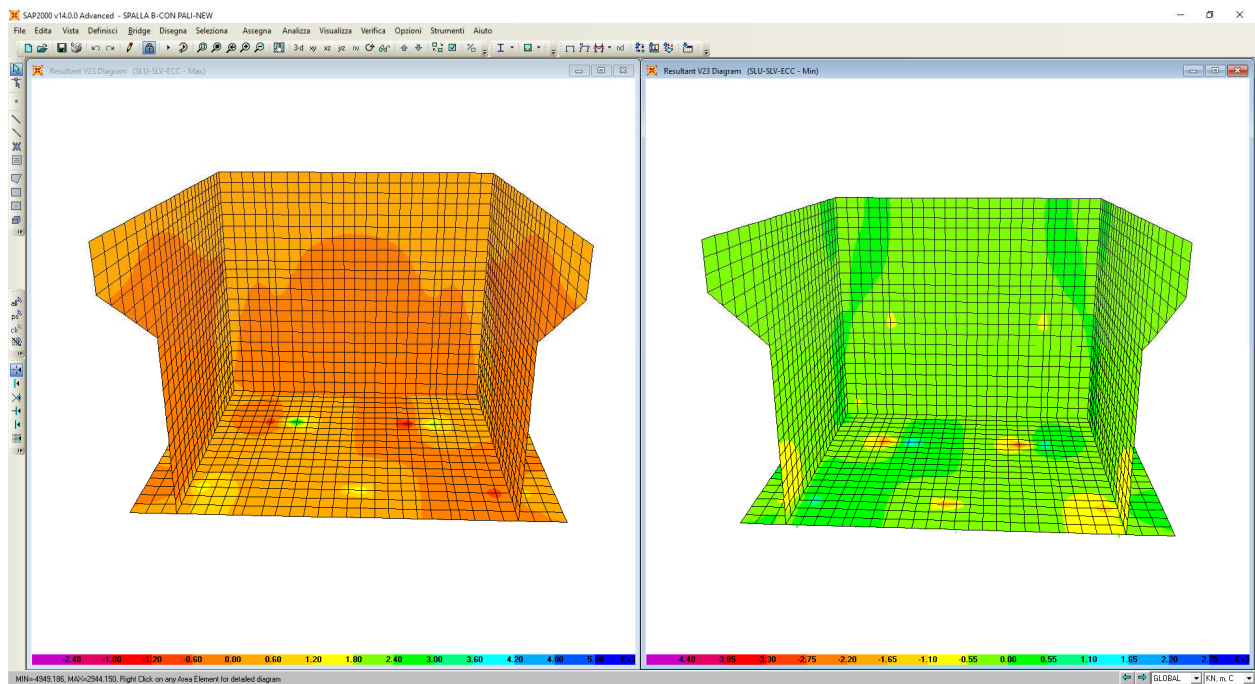


Diagramma dei tagli V23 (STR-SLV-ECC)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

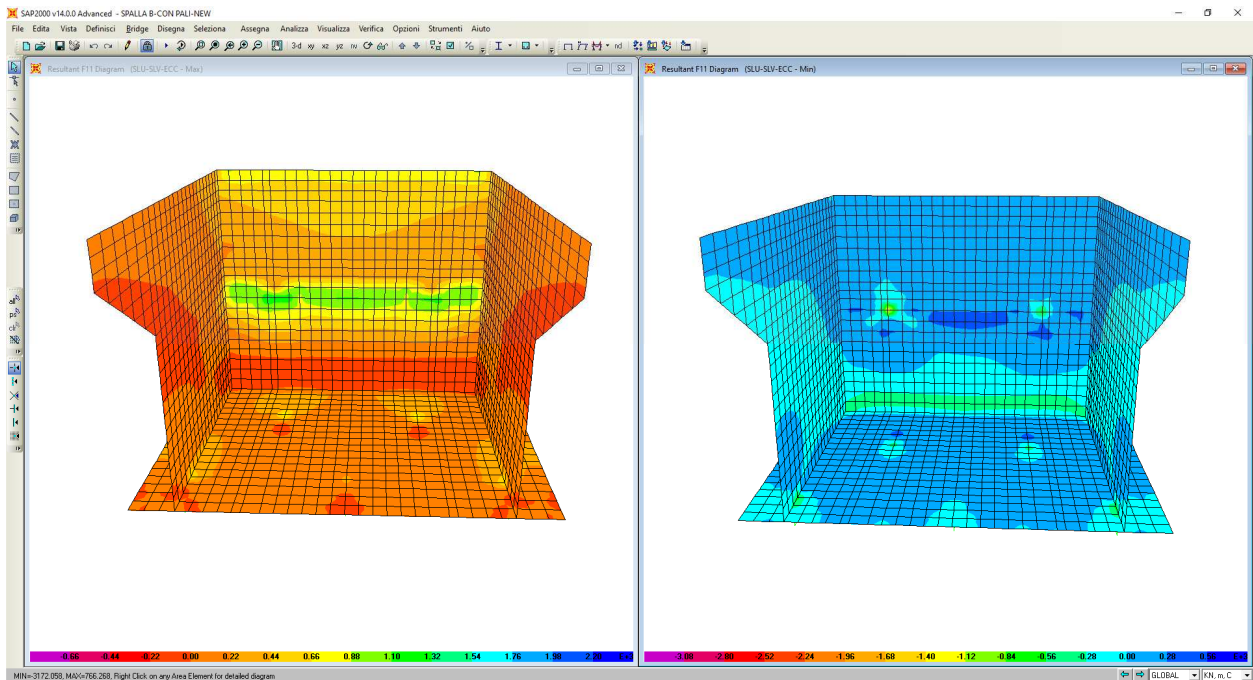


Diagramma degli sforzi normali F11 (STR-SLV-ECC)

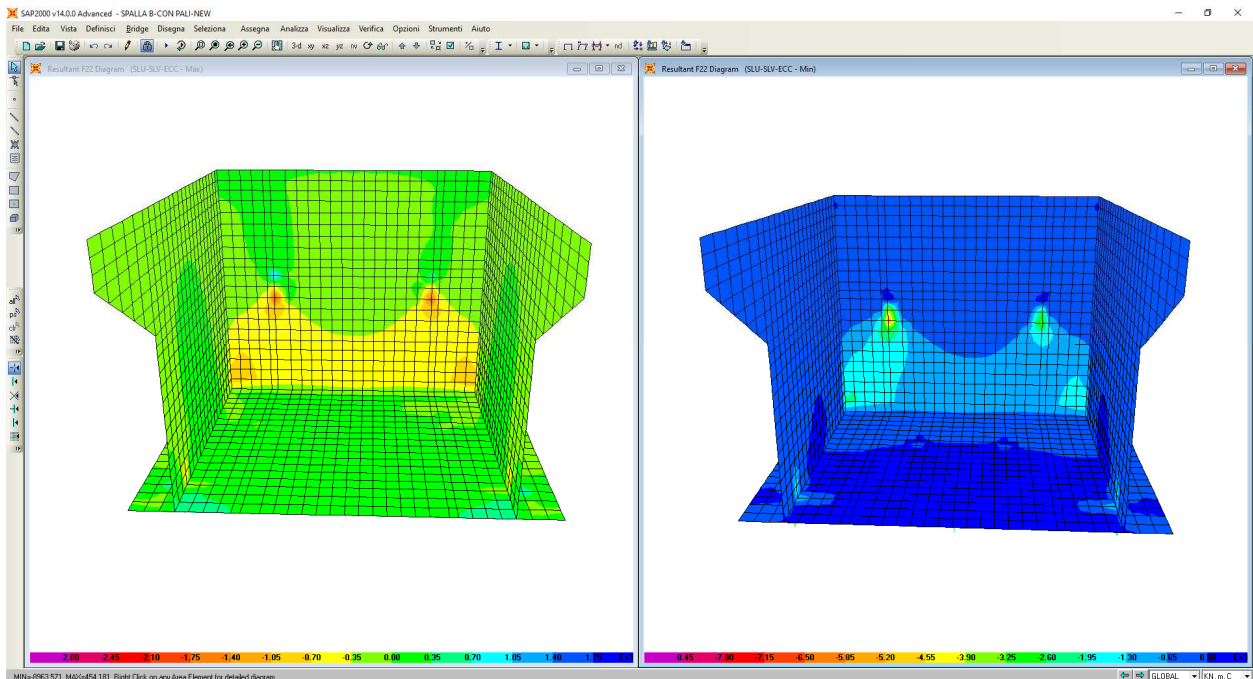


Diagramma degli sforzi normali F22 (STR-SLV-ECC)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

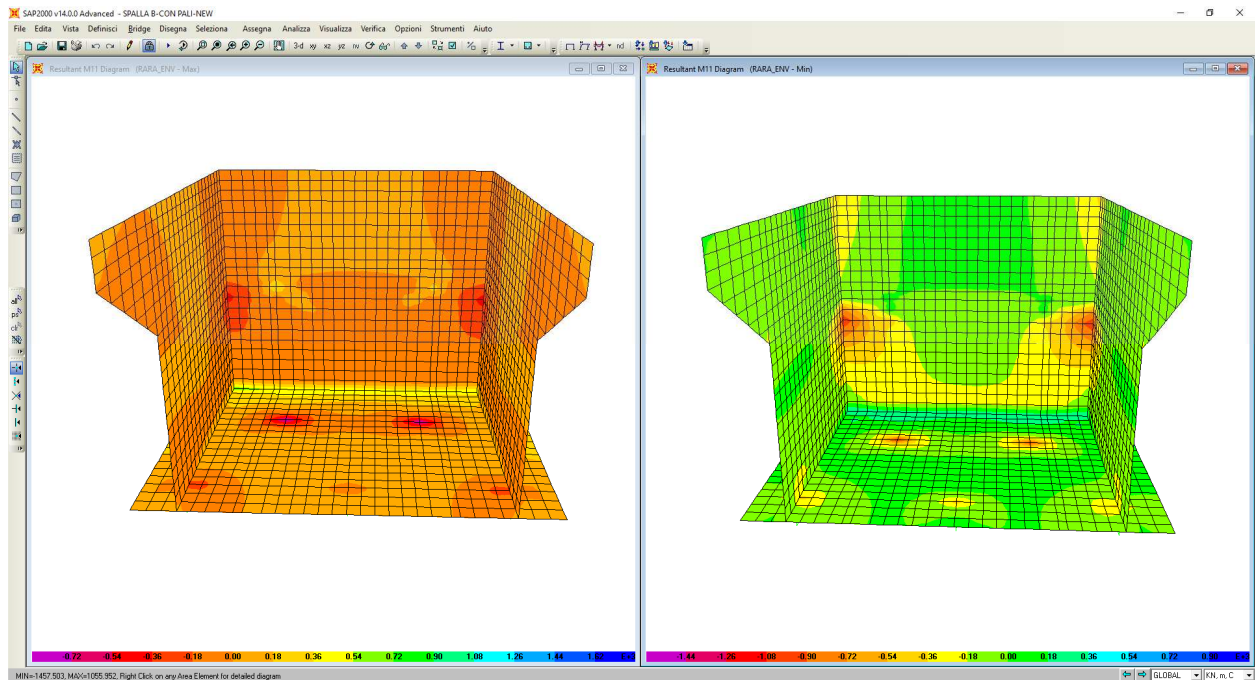


Diagramma dei momenti M11(SLE)

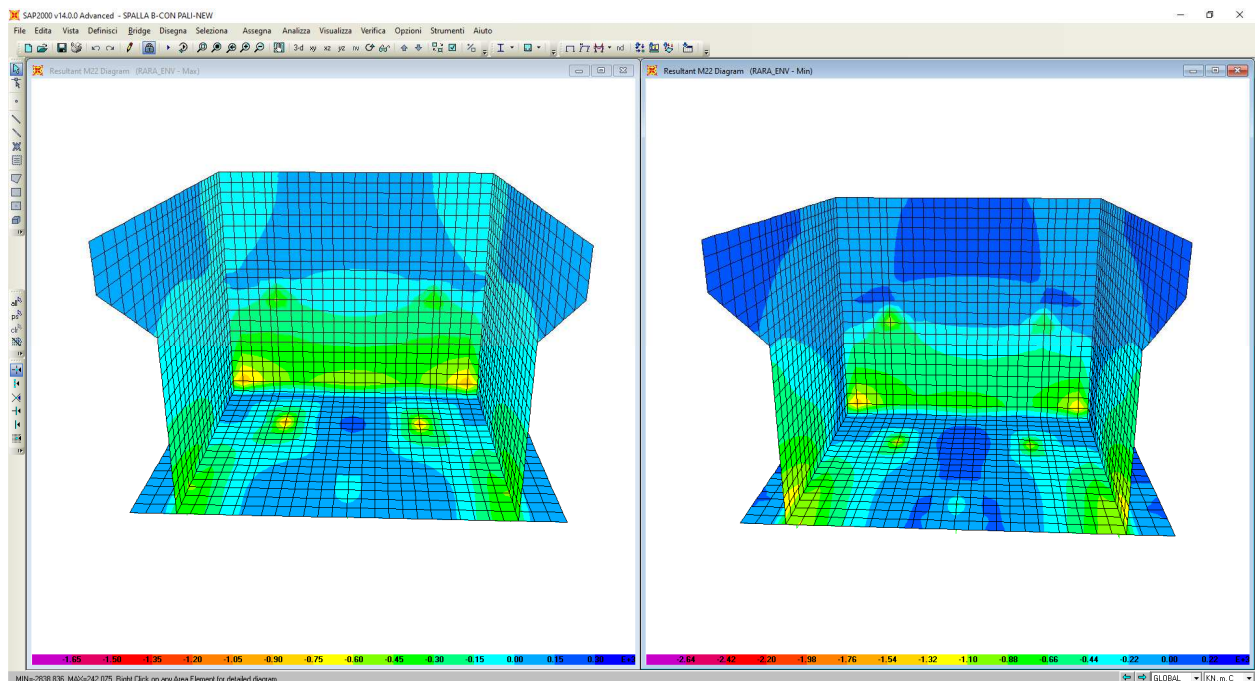


Diagramma dei momenti M22 (SLE)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

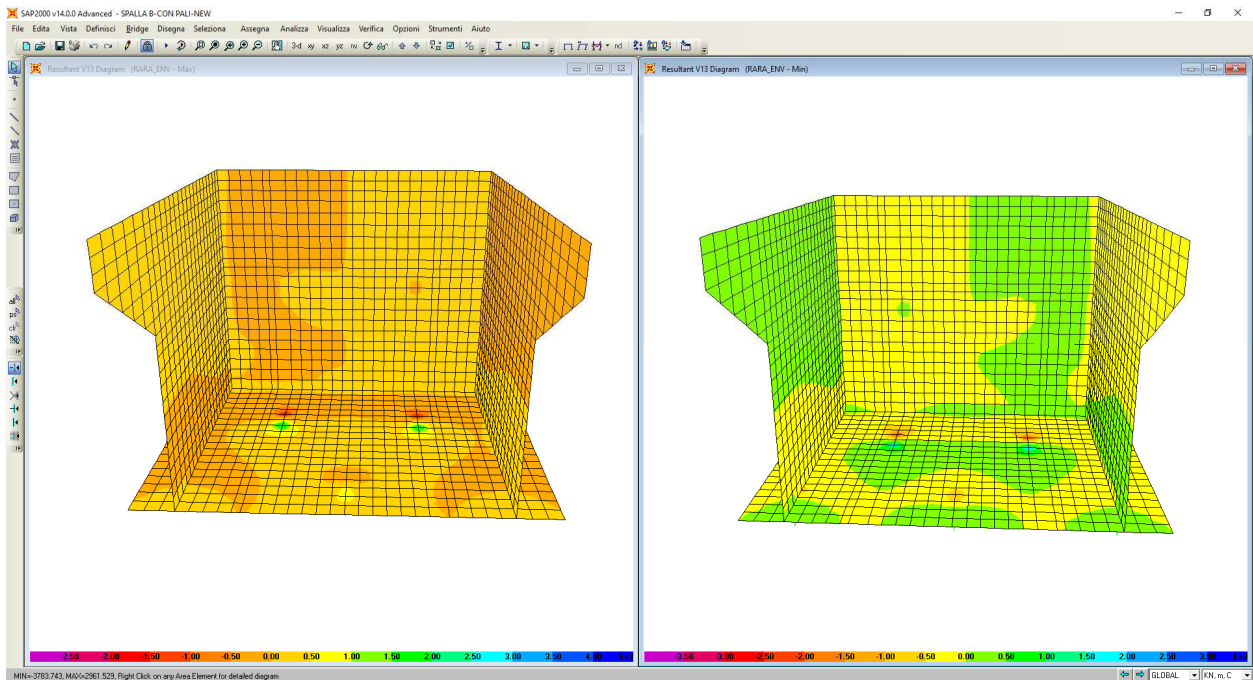


Diagramma dei tagli V13 (SLE)

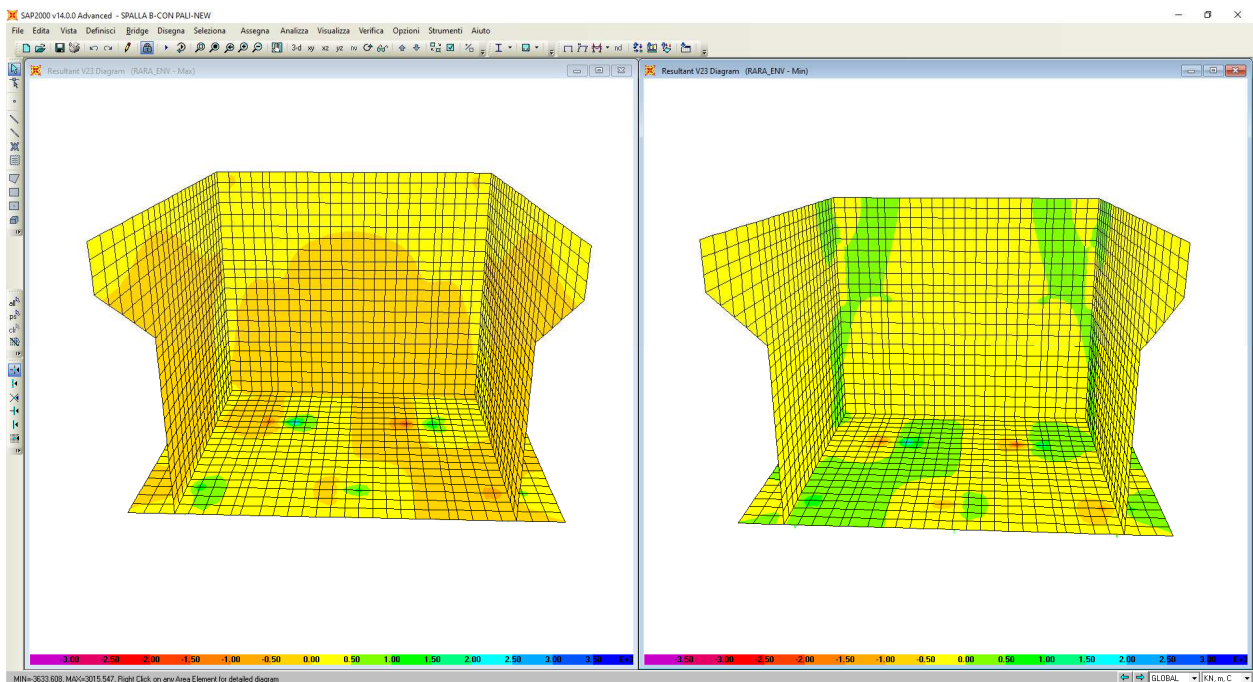


Diagramma dei tagli V23 (SLE)

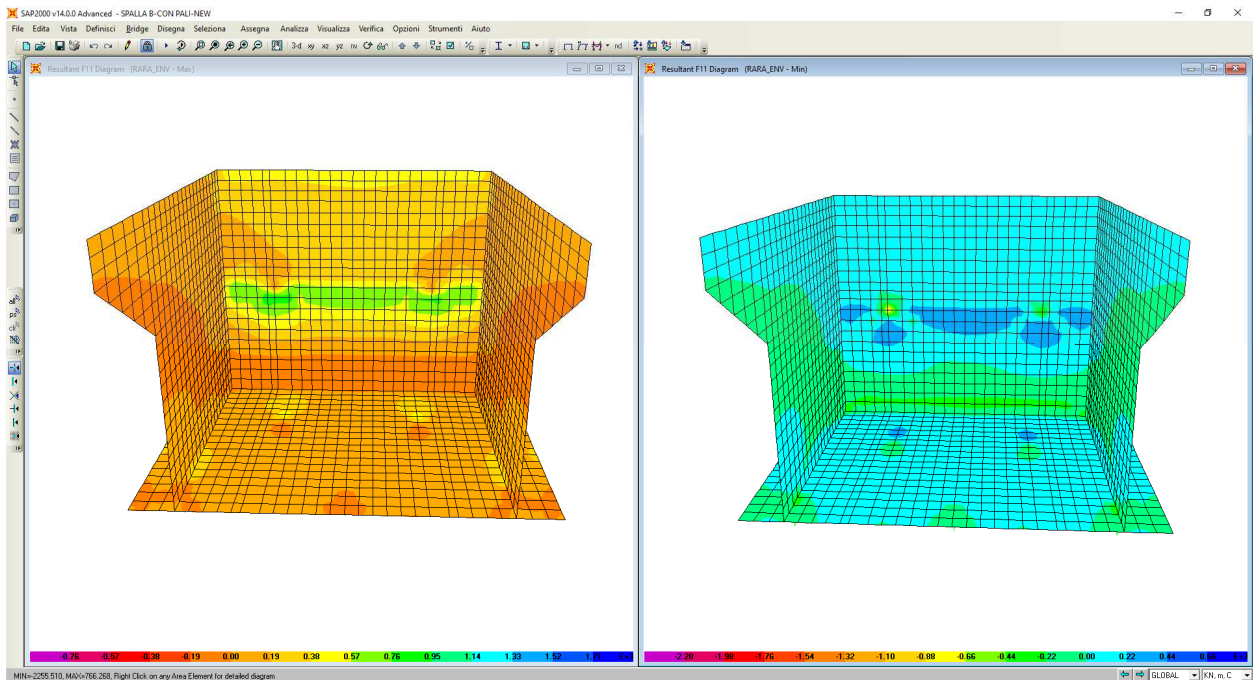


Diagramma degli sforzi normali F11 (SLE)

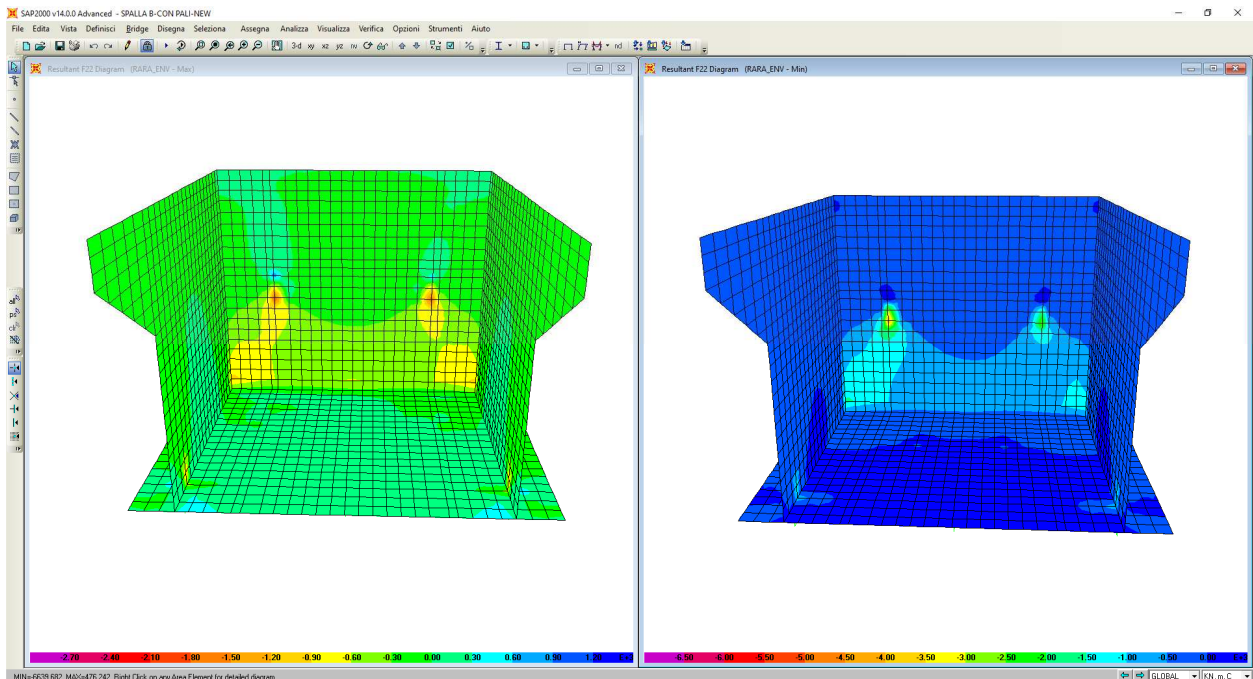


Diagramma degli sforzi normali F22 (SLE)

12.1 SEZIONI DI CALCOLO

Il modello di calcolo descritto al precedente paragrafo fornisce, in riferimento a ciascun elemento shell, la distribuzione spaziale delle sollecitazioni di calcolo per unità di lunghezza in accordo con il sistema di riferimento locale dell'elemento shell descritto nella precedente ed in termini di:

sforzi membranali (F11 e F22);
sforzi taglianti (V13 e V23);
sforzi flessionali (M11 e M22).

Per maggior chiarezza la seguente Fig. 12-1 illustra la definizione delle sollecitazioni sopra elencate in relazione al sistema di riferimento locale dell'elemento shell.

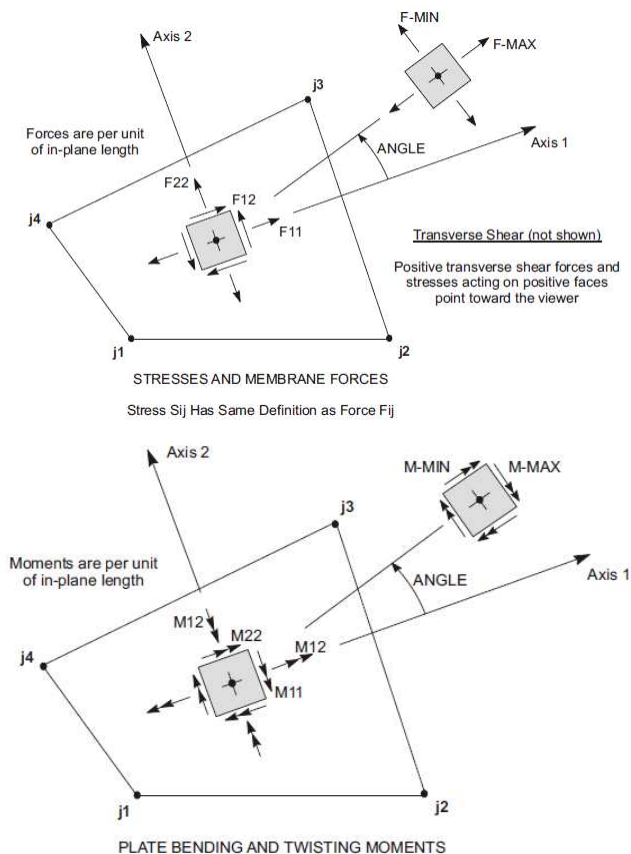


Fig. 12-1: Convenzione degli sforzi membranali, taglianti e flessionali utilizzata dal software di calcolo strutturale SAP2000.

Gli sforzi sopra descritti sono esplicitati automaticamente dal programma di calcolo attraverso apposite mappe di colore (si vedano i successivi paragrafi); tale funzione è stata utilizzata al fine di individuare le porzioni di struttura maggiormente sollecitate.

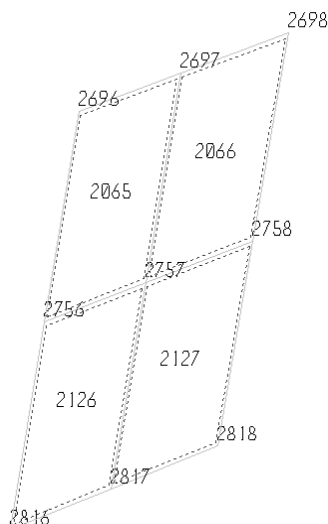
Una volta individuate le porzioni di struttura maggiormente impegnate sono state definite apposite sezioni di verifica (vedi figura sottostante). Le verifiche di resistenza nelle sezioni d'incastro tra fondazione e la spalla sono eseguite ad una distanza di $H/4$ dal punto d'intersezione degli assi delle membrature per quanto riguarda le sollecitazioni flessionali e a filo dell'ingombro del nodo per le sollecitazioni di scorrimento (Sez.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

A – B e C). Le sollecitazioni flettenti negative tendono le fibre controterra. Le sollecitazioni assiali positive sono di compressione. Lo stato sollecitativo negli elementi "shell" riportato nel paragrafo precedente, è quello mediato tra le sollecitazioni di ciascun nodo provenienti dai quattro elementi convergenti nello stesso nodo:

Lo stato sollecitativo nel nodo 2757 è pari a:

$$S11_{2757} = (S11_{2757,2065} + S11_{2757,2066} + S11_{2757,2126} + S11_{2757,2127})/4$$



Esempio di 4 elementi "area" convergenti nel nodo 2757

Le caratteristiche e la localizzazione delle SC esaminate sono riportate in Tab. 12-1 ed in Fig. 12.2.

Tab. 12-1: Definizione delle sezioni di verifica esaminate.

ID	LSC [m]	Verifiche		
		N-M	V	w
SC01	1.00	X	X	X
SC02	1.00	X	X	X
SC03	1.00	X	X	X
SC04	1.00	X	X	X
SC05	1.00	X	X	X
SC06	1.00	X	X	X
SC07	1.00	X	X	X
SC08	0.00	X	X	X
SC09	1.00	X	X	X
SC10	1.00	X	X	X
SC11	1.00	X	X	X

dove:

ID: nome assegnato alla sezione di verifica;

LSC: lunghezza della sezione di verifica;

Verifiche: verifiche condotte sulla specifica SC:

- (N-M) presso-flessione retta;
- (V) taglio retto;
- (w) fessurazione;

Si precisa che per la tipologia di struttura in esame si ritengono esaustive le sole tipologie di verifica elencate in Tab. 12-1. Infatti, per via della configurazione geometrica degli elementi strutturali e del comportamento globale della struttura non sono ad esempio significative:

- presso-flessione deviata;
- taglio deviato o combinato;
- punzonamento tra ciabatta e pali di fondazione.

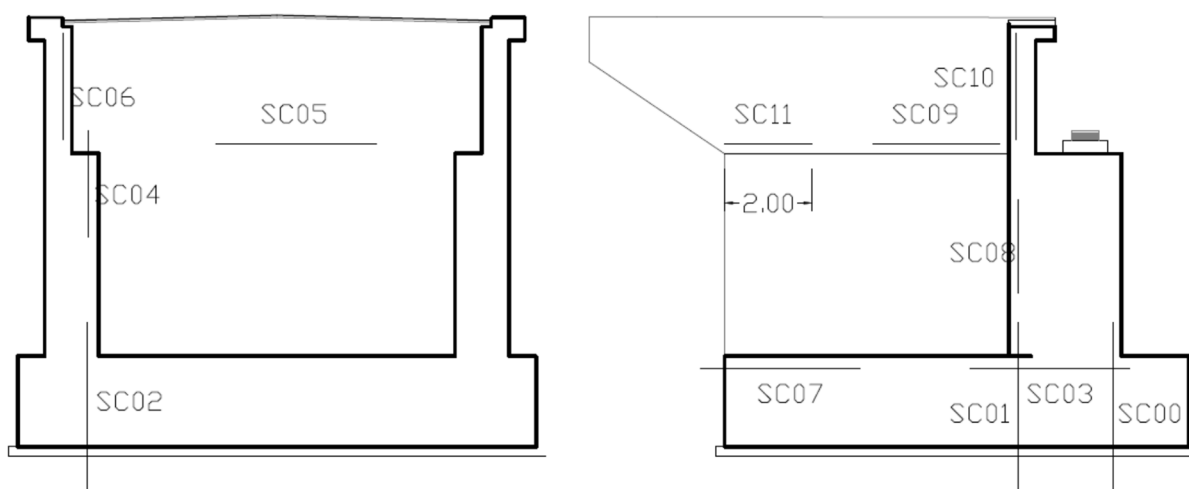


Fig.12-2: Localizzazione delle sezioni di verifica prese in esame.

Le sollecitazioni di progetto ricavate per ogni sezione di verifica sono state quindi riferite ad una sezione resistente di larghezza unitaria (1.00 m) dividendole per la lunghezza LSC. In tal modo si ottengono le seguenti sollecitazioni di progetto e di verifica:

- N: sforzo normale di progetto (positivo se di compressione);
- M: azione flettente di progetto (positiva se tende le fibre esterne della struttura);
- T: azione tagliante di progetto.

12.2 SOLLECITAZIONI SIGNIFICATIVE ALLO SLU

In tabella sono sintetizzati i valori maggiormente significativi delle sollecitazioni di progetto per le SC esaminate relative all'involuppo delle sollecitazioni massime e minime sia allo SLU che allo SLV e allo ECC.

	SLU-SLV-ECC		
	N	M	T
	[kN]	[kNm]	[kN]
SC00	/	1532	2000
SC01	/	-1495	1500
SC02	/	-1820	1605
SC03	414	-2335	695
SC04	/	-1442	777
SC05	60	-710	677
SC06	/	-520	585
SC07	120	-1631	668
SC08	/	-1304	780
SC09	60	-596	449
SC10	/	-521	68
SC11	60	-1215	449

Tab. 12-3: Valori delle sollecitazioni allo SLU/SLV/ECC per le SC esaminate.

12.3 SOLLECITAZIONI SIGNIFICATIVE ALLO SLE

Nelle seguenti tabelle sono sintetizzati i valori maggiormente significativi da involuppo delle sollecitazioni di progetto per le SC esaminate.

	SLE_rara		SLE_freq		SLE_qp	
	N	M	N	M	N	M
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
SC00	/	1135	/	1032	/	723
SC01	/	-1101	/	-1044	/	-873
SC02	/	-1137	/	-960	/	-430
SC03	414	-1803	414	-1631	414	-1113
SC04	/	-896	/	-758	/	-342
SC05	60	-514	60	-390	60	-207
SC06	/	-296	/	-240	/	-71
SC07	120	-984	120	-821	120	-321
SC08	/	-809	/	-685	/	-313
SC09	60	-371	60	-295	60	-67
SC10	/	-297	/	-241	/	-72
SC011	60	-675	60	-540	60	-135

Tab. 12-4: Sollecitazioni massime e minime significative allo SLE – RARA-FREQ-QP

12.4 SOLLECITAZIONI MASSIME AD INTRADOSSO PLINTO DI FONDAZIONE

In Tab. 12-5 sono sintetizzati i valori maggiormente significativi delle sollecitazioni ad intradosso del plinto in termini di:

N: sforzo assiale massimo/minimo (positivo se di compressione);

Mx : azione flettente in direzione longitudinale;

My : azione flettente in direzione trasversale;

Tx: azione tagliante in direzione longitudinale;

Ty: azione tagliante in direzione trasversale;

Tab. 12-5: Valori delle sollecitazioni ad intradosso fondazione.

STR	N	Mx	My	Tx	Ty	SLV	N	Mx	My	Tx	Ty
	KN	KNm/m	KNm/m	KN	KN		KN	KNm/m	KNm/m	KN	KN
Nmax	32281.44	3777.86	-10936.10	-4158.35	0.00	Nmax	36284.80	7746.92	-18675.69	-6796.07	-2413.81
Nmin	20260.30	146.41	-7339.35	-3939.08	0.00	Nmin	15918.30	146.41	-5767.16	-3080.26	0.00
Mx max	32281.44	3777.86	-10936.10	-4158.35	0.00	Mx max	20260.30	25481.44	-5049.18	-3080.26	-8046.03
Mx min	20260.30	146.41	-7339.35	-3939.08	0.00	Mx min	25067.65	146.41	-47079.57	-15466.29	0.00
My max	27351.41	197.66	-4526.21	-3299.54	0.00	My max	20260.30	146.41	-2543.18	-2453.76	0.00
My min	25190.34	3726.61	-22586.52	-5944.56	0.00	My min	25067.65	7746.92	-47079.57	-15466.29	-2413.81
Tx max	25190.34	3726.61	-11459.06	-3080.26	0.00	Tx max	20260.30	146.41	-46744.16	-2453.76	0.00
Tx min	27351.41	197.66	-18364.58	-6463.11	0.00	Tx min	20260.30	146.41	-46744.16	-15466.29	0.00
Ty max	32281.44	3777.86	-8645.92	-3299.54	0.00	Ty max	20260.30	146.41	-46744.16	-15466.29	0.00
Ty min	27351.41	197.66	-21011.33	-6270.62	0.00	Ty min	20260.30	25481.44	-5049.18	-3080.26	-8046.03
ECC	N	Mx	My	Tx	Ty	SLE_RARA	N	Mx	My	Tx	Ty
	KN	KNm/m	KNm/m	KN	KN		KN	KNm/m	KNm/m	KN	KN
Nmax	23912.18	3727.16	-13837.37	-3939.30	-104.35	Nmax	23912.18	2798.41	-16343.37	-4565.80	0.00
Nmin	23912.18	3727.16	-13837.37	-3939.30	-104.35	Nmin	20260.30	146.41	-13291.74	-4565.80	0.00
Mx max	23912.18	3727.16	-13837.37	-3939.30	-104.35	Mx max	23912.18	2798.41	-16343.37	-4565.80	0.00
Mx min	23912.18	3727.16	-13837.37	-3939.30	-104.35	Mx min	20260.30	146.41	-13291.74	-4565.80	0.00
My max	23912.18	3727.16	-13837.37	-3939.30	-104.35	My max	20260.30	146.41	-5049.18	-3080.26	0.00
My min	23912.18	3727.16	-13837.37	-3939.30	-104.35	My min	23912.18	2798.41	-16343.37	-4565.80	0.00
Tx max	23912.18	3727.16	-13837.37	-3939.30	-104.35	Tx max	20260.30	146.41	-13291.74	-3080.26	0.00
Tx min	23912.18	3727.16	-13837.37	-3939.30	-104.35	Tx min	20260.30	146.41	-13291.74	-4565.80	0.00
Ty max	23912.18	3727.16	-13837.37	-3939.30	-104.35	Ty max	23912.18	2798.41	-8100.81	-3080.26	0.00
Ty min	23912.18	3727.16	-13837.37	-3939.30	-104.35	Ty min	20260.30	146.41	-13291.74	-4565.80	0.00
SLE_FR	N	Mx	My	Tx	Ty	SLE_QP	N	Mx	My	Tx	Ty
	KN	KNm/m	KNm/m	KN	KN		KN	KNm/m	KNm/m	KN	KN
Nmax	22999.21	2135.41	-13519.83	-4194.42	0.00	Nmax	20260.30	146.41	-5049.18	-3080.26	0.00
Nmin	20260.30	146.41	-11231.10	-4194.42	0.00	Nmin	20260.30	146.41	-5049.18	-3080.26	0.00
Mx max	22999.21	2135.41	-13519.83	-4194.42	0.00	Mx max	20260.30	146.41	-5049.18	-3080.26	0.00
Mx min	20260.30	146.41	-11231.10	-4194.42	0.00	Mx min	20260.30	146.41	-5049.18	-3080.26	0.00
My max	20260.30	146.41	-5049.18	-3080.26	0.00	My max	20260.30	146.41	-5049.18	-3080.26	0.00
My min	22999.21	2135.41	-13519.83	-4194.42	0.00	My min	20260.30	146.41	-5049.18	-3080.26	0.00
Tx max	20260.30	146.41	-11231.10	-3080.26	0.00	Tx max	20260.30	146.41	-5049.18	-3080.26	0.00
Tx min	20260.30	146.41	-11231.10	-4194.42	0.00	Tx min	20260.30	146.41	-5049.18	-3080.26	0.00
Ty max	22999.21	2135.41	-7337.91	-3080.26	0.00	Ty max	20260.30	146.41	-5049.18	-3080.26	0.00
Ty min	20260.30	146.41	-11231.10	-4194.42	0.00	Ty min	20260.30	146.41	-5049.18	-3080.26	0.00

13 CRITERI DI VERIFICA

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportata nel prospetto seguente:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w2$	ap. fessure	$\leq w3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w1$	ap. fessure	$\leq w2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w1$	ap. fessure	$\leq w2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w1$

Risultando in particolare: :

$w1 = 0.2 \text{ mm}$; $w2 = 0.3 \text{ mm}$; $w3 = 0.4 \text{ mm}$

Nel caso in esame si ha:

Condizioni Ambientali: aggressive

Armature: Poco Sensibili

Conseguentemente dovrà risultare:

Combinazione Quasi permanente: $w1 \leq 0.2 \text{ mm}$

Combinazione Frequente: $w2 \leq 0.3 \text{ mm}$

Nell'ambito della verifica a fessurazione con metodo diretto nei casi in cui la sollecitazione flessionale risulta superiore al momento di prima fessurazione calcolato in accordo al punto 4.1.2.2.4 delle NTC18, si controlla che l'apertura delle fessure sia inferiore a quella limite prevista dalla norma per condizioni ambientali aggressive corrispondenti alla classe di esposizione e armature poco sensibili.

Per quanto riguarda le verifiche tensionali del conglomerato e delle barre d'armatura si fa riferimento al punto 4.1.2.2.5 delle NTC18.

Il fattore di comportamento utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni di natura sismica è unitario ($q=1$). Di conseguenza, in accordo con il punto 7.3.1 delle NTC18, la capacità delle membrature è stata valutata secondo le regole di cui al punto 4.1 delle stesse NTC18, senza nessun requisito aggiuntivo.

Per quanto riguarda i quantitativi minimi di armature, in accordo con il punto 7.4.6.2.4 delle vigenti NTC18, occorre prevedere un'armatura secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione dell'elemento strutturale lo 0.1% dell'area della sezione trasversale di calcestruzzo sia inferiormente che superiormente.

14 VERIFICA DELLE SEZIONI SIGNIFICATIVE

I criteri generali di verifica seguiti sono conformi a quanto previsto al punto 4.1.2 delle NTC18 secondo i quali:

- la verifica SLU a presso/tenso-flessione per azioni di natura statica e sismica;
- la verifica SLU a taglio per azioni di natura statica e sismica;
- la verifica tensionale relativa ad acciaio e calcestruzzo allo SLE per azioni di natura statica;
- la verifica a fessurazione allo SLE per azioni di natura statica;

Le verifiche sono condotte su sezioni resistenti di larghezza unitaria ($b=1.00$ m), altezza (h) pari allo spessore della porzione di struttura di volta in volta analizzata e caratteristiche geometrico-meccaniche sintetizzate in Tab. 14-1.

La simbologia adottata, rappresentata in Tab.14-1 ha il significato di seguito riportato:

ID: nome assegnato alla sezione di verifica;

h: altezza della sezione;

As: area di armatura presente in corrispondenza dell' i -esimo strato considerato;

d: distanza dello strato i -esimo di armatura dal lembo esterno compresso della sezione;

Asw: area di armatura a taglio al m^2 .

Tab. 14-1: Caratteristiche meccaniche delle SC in analisi.

ID	ID	h [cm]	1° strato TESO		2° strato TESO		1° strato COMPRESSO		Asw [mm ² /m ²]
			As [mm ² /m]	d [cm]	As [mm ² /m]	d [cm]	As [mm ² /m]	d [cm]	
FONDAZIONE	SC00	200	1Ø24/10 [4250]	8.1			1Ø24/20 [2260]	191.9	1Ø20/40x40 [1963]
	SC01	200	1Ø24/10 [4250]	8.1			1Ø24/20 [2260]	191.9	1Ø20/40x40 [1963]
	SC02	200	1Ø24/10 [4250]	5.7			1Ø24/20 [2260]	194.3	1Ø20/40x40 [1963]
MURO FRONTALE	SC03	260	1Ø24/10 [4250]	8.1			1Ø24/20 [2260]	254.3	1Ø16/40x40 [1256]
	SC04	260	1Ø20/20+1Ø24/20 [3830]	5.5			1Ø24/20 [2260]	254.3	1Ø16/40x40 [1256]
PARAGHIAIA	SC05	60	1Ø24/10 [4250]	7.9			1Ø16/20 [1005]	53.1	1Ø16/40x40 [1256]
	SC06	60	1Ø20/20+1Ø20/20 [3140]	5.5			1Ø16/20 [1005]	54.7	1Ø16/40x40 [1256]
MURI DI RISVOLTO	SC07	120	1Ø24/10 [4520]	7.9			1Ø20/20 [1571]	114.5	1Ø16/40x40 [1256]
	SC08	120	1Ø20/20+1Ø24/20 [3830]	5.5			1Ø20/20 [1571]	112.5	1Ø16/40x40 [1256]
	SC09	60	1Ø20/10 [3140]	7.5			1Ø16/20 [1005]	54.7	1Ø16/40x40 [1256]
	SC10	60	1Ø20/10 [3140]	5.5			1Ø16/20 [1005]	53.1	1Ø16/40x40 [1256]
	SC011	60	1Ø20/10 [3140]	7.5	1Ø24/10 [4520]	12.1	1Ø16/20 [1005]	54.7	1Ø16/40x40 [1256]

Nei seguenti paragrafi sono riportate le verifiche significative per ciascuna delle sezioni analizzate e quindi quelle alle quali sono associati i maggiori "Indici di Sfruttamento" (IS). Lo sforzo normale è considerato nullo, in favore di sicurezza, negli elementi della fondazione e nella verifica delle armature orizzontali delle pareti verticali.

14.1 VERIFICHE ALLO SLU

14.1.1 Verifica flessionale

Le verifiche sono state effettuate con il programma RC-SEC della GEOSTRU (Versione 2022).
In Tab. 14-2 sono riportate le verifiche a presso/tenso-flessione delle SC esaminate relative all'involuppo delle sollecitazioni massime e minime sia allo SLU che allo SLV e allo ECC. Oltre ai termini NSd e MSd definiti al precedente paragrafo nel seguente prospetto sono riportati i seguenti parametri:

MRd: sollecitazione flessionale resistente;

IS: Indice di Sfruttamento massimo, calcolato per la combinazione più gravosa.

Tab. 14-2: Verifiche a presso/tenso-flessionali allo SLU/SLV/ECC per le SC esaminate.

FONDAZIONE

ID	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	MRd [kNm/m]	IS [-]
SC00	-	1532	3298	2.15
SC01	-	-1495	-3297	2.21
SC02	-	-1820	-3357	1.84

ARMATURA VERTICALE PARETI

ID	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	MRd [kNm/m]	IS [-]
SC03	414	-2335	-4876	2.08
SC05	60	-710	-854	1.20
SC07	120	-1631	-1965	1.20
SC09	60	-596	-617	1.04
SC011	60	-1215	-1289	1.06

ARMATURE ORIZZONTALI PARETI

ID	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	MRd [kNm/m]	IS [-]
SC04	-	-1442	-3759	2.61
SC06	-	-520	-630	1.21
SC08	-	-1304	-1661	1.27
SC10	-	-521	-630	1.21

Le verifiche risultano soddisfatte.

14.1.2 Verifica a taglio

Dalle tabelle innanzi riportate si ricava il taglio massimo sulle sezioni più significative, di seguito si riporta la verifica a taglio delle sezioni prese in esame:

Tab. 14-3: Verifiche a taglio allo SLU/SLV per le SC esaminate.

FONDAZIONE

ID	NSd [kN/m]	TSd [kNm/m]	TRd [kNm/m]	IS [-]
SC00	-	2000	3316	1.66
SC01	-	1500	3316	2.21
SC02	-	1605	3358	2.09

ARMATURA VERTICALE PARETI

ID	NSd [kN/m]	TSd [kNm/m]	TRd [kNm/m]	IS [-]
SC03	414	695	3038	4.37
SC05	60	677	1574	2.32
SC07	120	668	1356	2.03
SC09	60	449	606	1.35
SC011	60	449	1482	3.30

ARMATURE ORIZZONTALI PARETI

ID	NSd [kN/m]	TSd [kNm/m]	TRd [kNm/m]	IS [-]
SC04	-	777	3084	3.97
SC06	-	585	638	1.09
SC08	-	780	1369	1.75
SC10	-	68	635	9.34

Le verifiche risultano soddisfatte.

14.2 VERIFICHE ALLO SLE

Si riporta di seguito l'esito delle verifiche condotte allo SLE.

14.2.1 Verifica di fessurazione

In Tab. 14-4 sono riportati i massimi valori di apertura delle fessure per le SC esaminate allo SLE. Oltre ai termini introdotti nei precedenti paragrafi, nel seguente prospetto sono riportati i valori di:

wk: massima apertura delle fessure

Mcr: sollecitazione flessionale resistente di prima fessurazione;

Tab. 14-4: Massimi valori di apertura delle fessure agli SLE per le SC in analisi.

FONDAZIONE

ID	SLE-FR				SLE-QP			
	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	Mcr [kNm/m]	wk [mm]	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	Mcr [kNm/m]	wk [mm]
SC00	-	1023	-	0.159	-	723	-	0.111
SC01	-	-1064	-	0.161	-	-873	-	0.135
SC02	-	-960	-	0.098	-	-430	-	0.044

ARMATURA VERTICALE PARETI

ID	SLE-FR				SLE-QP			
	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	Mcr [kNm/m]	wk [mm]	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	Mcr [kNm/m]	wk [mm]
SC03	414	-1631	-	0.142	414	-1113	-	0.081
SC05	60	-390	-	0.200	60	-207	-	0.098
SC07	120	-821	-	0.200	120	-321	-	0.070
SC09	60	-295	-	0.200	60	-67	-	0.040
SC011	60	-540	-	0.190	60	-135	-	0.044

ARMATURA ORIZZONTALE PARETI

ID	SLE-FR				SLE-QP			
	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	Mcr [kNm/m]	wk [mm]	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	Mcr [kNm/m]	wk [mm]
SC04	-	-758	-	0.069	-	-342	-	0.032
SC06	-	-240	-	0.141	-	-71	-	0.042
SC08	-	-685	-	0.145	-	-373	-	0.065
SC10	-	-241	-	0.141	-	-72	-	0.042

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto, laddove il momento agente risulta superiore a quello di prima fessurazione l'ampiezza dell'apertura delle fessure è inferiore ai limiti descritti al precedente paragrafo (SLE-FR: wlim = 0.3 mm; SLE-QP: wlim=0.2 mm).

14.2.2 Verifica tensionali

In Tab.14-5 sono riportati i massimi valori delle tensioni lato conglomerato e barre d'armatura agenti sulle SC esaminate. Oltre ai termini introdotti nei precedenti paragrafi, nel seguente prospetto sono riportati i valori di:

$\sigma_{c,max}$: massima tensione di compressione determinata nel conglomerato;

$\sigma_{s,max}$: massima tensione di trazione determinata nelle barre d'armatura.

Tab. 14-5: Massimi valori di tensione lato conglomerato e lato barre d'armatura agli SLE per le SC in analisi.

FONDAZIONE

ID	SLE-RARA				SLE-QP		
	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]
SC00	-	1135	2.66	140.58	-	723	1.69
SC01	-	-1101	2.58	136.37	-	-873	2.04
SC02	-	-1137	2.59	130.74	-	-430	0.98

ARMATURA VERTICALE PARETI

ID	SLE-RARA				SLE-QP		
	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]
SC03	414	-1803	2.88	128.48	414	-1143	1.78
SC05	60	-514	10.42	243.96	60	-207	4.25
SC07	120	-984	5.62	201.55	120	-321	1.89
SC09	60	-371	8.40	244.34	60	-67	1.57
SC011	60	-375	12.55	226.38	60	-135	2.58

ARMATURA ORIZZONTALE PARETI

ID	SLE-RARA				SLE-QP		
	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]	NSd [kN/m]	MSd [kNm/m]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]
SC04	-	-896	1.43	97.31	-	-342	0.55
SC06	-	-296	6.18	193.52	-	-71	1.48
SC08	-	-809	4.63	200.66	-	-313	1.79
SC10	-	-297	6.18	194.17	-	-72	1.51

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto:

allo SLE in combinazione di carico rara le massime tensioni rispettivamente su calcestruzzo e barre d'armatura risultano inferiori ai limiti imposti dalle vigenti NTC18 pari a:

$\sigma_{c,lim}=0.60 \cdot f_{ck} = 19.2$ MPa; - Rck = 40 Mpa: elevazione

$\sigma_{c,lim}=0.60 \cdot f_{ck} = 14.94$ MPa; - Rck = 30 Mpa: fondazione

$\sigma_{s,lim}=0.80 \cdot f_{yk} = 360.0$ MPa.

allo SLE in combinazione di carico quasi permanente le massime tensioni sul calcestruzzo risultano inferiori ai limiti imposti dalle vigenti NTC08 pari a:

$\sigma_{c,lim}=0.45 \cdot f_{ck} = 14.4$ MPa. - Rck = 40 Mpa: elevazione

$\sigma_{c,lim}=0.45 \cdot f_{ck} = 11.20$ MPa; - Rck = 30 Mpa: fondazione

PALI

15 SINTESI DEI RISULTATI

Dalle sollecitazioni ad intradosso fondazione riportate nei paragrafi 7.2 rispettivamente per la pila e 12.4 per la spalla, sono state desunte le sollecitazioni in testa e lungo i pali (vedasi relazione geotecnica allegata al progetto).

Nella Tab. 15.1 e 15.2 si riportano le sollecitazioni massime di sforzo assiale, taglio, momento e spostamenti laterali con indicato la relativa combinazione di carico e numero identificativo dell'elemento strutturale a cui il palo appartiene.

In Figg. 15.1-15.2- e in Figg. 15.3-15.4 sono diagrammati gli involucri dell'andamento con la profondità del momento flettente taglio e spostamento laterale.

	LUNGHEZZA PALO (m)	Combinazione	Riepilogo Sollecitazioni e Spostamenti Massimi						
			Spostamento MAX (mm)	Momento MAX (kNm)	ΔM (da edicole) (kNm)	Momento MAX TOT (kNm)	Taglio MAX (kN)	Azione Assiale MAX (kN)	
VIADOTTO 3	PILA P1	36	SLU	1.55	-614.68	-268.40	-883.08	169.00	6056.00
			RARA	1.04	-413.90	0.00	-413.90	114.00	4458.00
			FR	0.26	-101.59	0.00	-101.59	28.00	3972.00
			QP	0.04	-14.50	0.00	-14.50	4.00	2937.00
			SISMA	0.84	-832.24	-282.40	-1114.64	309.00	4084.00
	PILA P2	37	SLU	1.82	-704.18	-268.40	-972.58	191.00	6201.00
			RARA	1.21	-470.46	0.00	-470.46	128.00	4561.00
			FR	0.28	-110.17	0.00	-110.17	30.00	4088.00
			QP	0.00	-3.67	0.00	-3.67	1.00	3183.00
			SISMA	1.30	-1097.00	-282.40	-1379.40	374.00	4950.00
	PILA P3	38	SLU	1.89	-733.90	-268.40	-1002.30	199.00	6385.00
			RARA	1.25	-484.22	0.00	-484.22	132.00	4691.00
			FR	0.27	-106.51	0.00	-106.51	29.00	4172.00
			QP	0.00	-7.34	0.00	-7.34	2.00	3240.00
			SISMA	1.93	-1436.00	-282.40	-1718.40	460.00	5681.00
	PILA P4	38	SLU	1.78	-689.49	-268.40	-957.89	187.00	6419.00
			RARA	1.17	-455.79	0.00	-455.79	124.00	4717.00
			FR	0.27	-102.84	0.00	-102.84	28.00	4239.00
			QP	0.00	-7.34	0.00	-7.34	2.00	3293.00
			SISMA	2.19	-1567.00	-282.40	-1849.40	492.00	5903.00
PILA P5	37	SLU	1.54	-611.16	-268.40	-879.56	168.00	6321.00	
		RARA	1.03	-410.33	0.00	-410.33	113.00	4650.00	
		FR	0.28	-112.49	0.00	-112.49	31.00	4164.00	
		QP	0.04	-14.50	0.00	-14.50	4.00	3079.00	
		SISMA	0.82	-818.46	-282.40	-1100.86	305.00	4552.00	

Tab. 15.1 – Pile - Pali: Sollecitazioni e spostamenti massimi con relativa combinazione

	no. pali	Combinazione	Riepilogo Sollecitazioni e Spostamenti Massimi					
			Spostamento MAX (mm)	Momento MAX (kNm)	ΔM (kNm)	Momento MAX TOT (kNm)	Taglio MAX (kN)	Azione Assiale MAX* (kN)
VIADOTTO 3	8	SLU	6.44	-3002.00	-461.00	-3463.00	889.00	5681.00
		RARA	4.42	-2085.00	0.00	-2085.00	628.00	4208.00
		FR	4.05	-1913.00	0.00	-1913.00	577.00	3914.00
		QP	2.96	-1402.00	0.00	-1402.00	424.00	3031.00
		ECC	3.93	-1860.00	0.00	-1860.00	561.00	4141.00
		SISMA	21.36	-9096.00	-271.00	-9367.00	2177.00	6288.00

Tab. 15.2 – Spalle - Pali: Sollecitazioni e spostamenti massimi con relativa combinazione

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

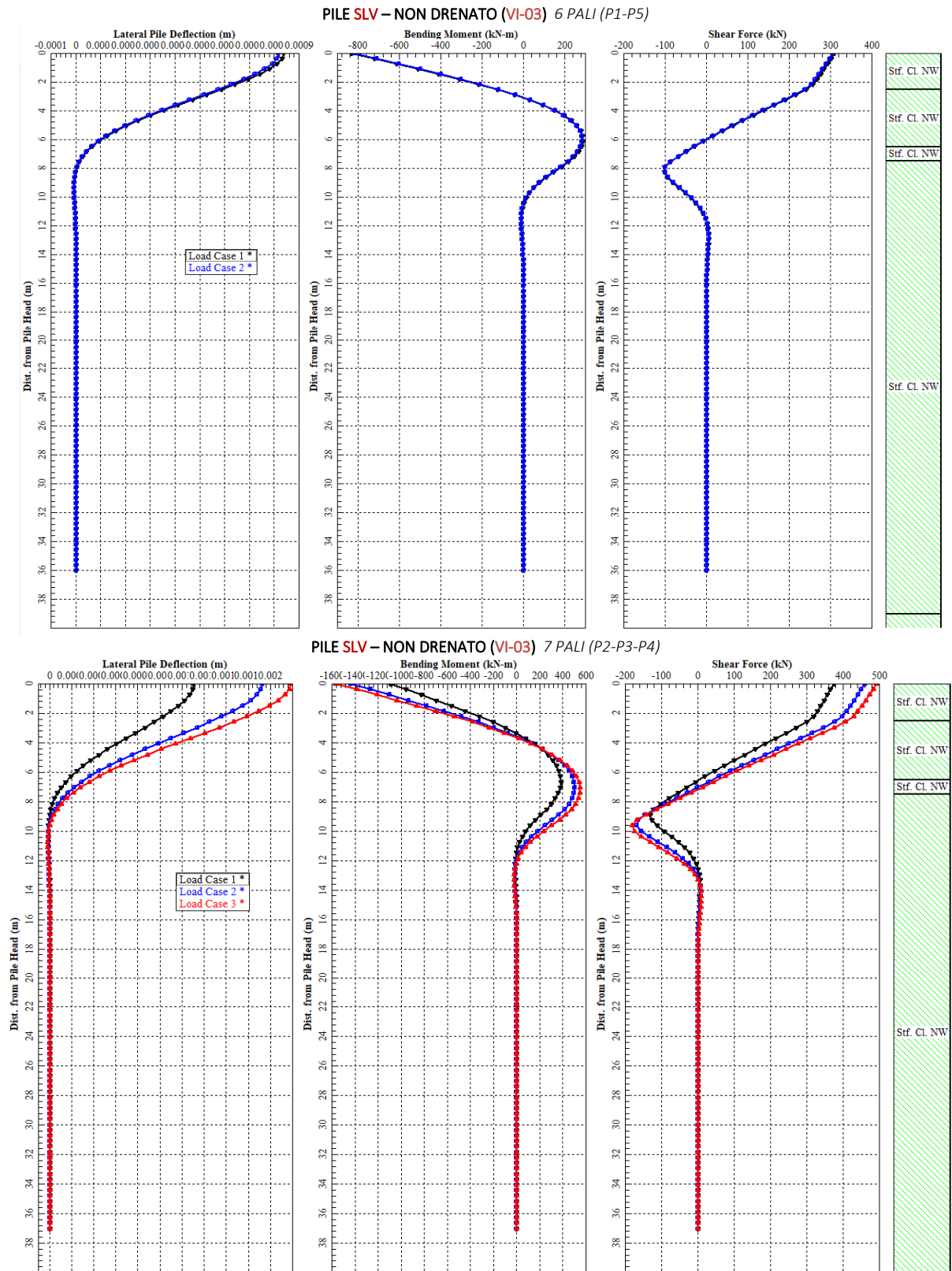


Fig. 15.1 – Pile- Involuppo massimo (SISMA) dell’andamento con la profondità dello spostamento, momento e taglio in condizioni non drenate

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

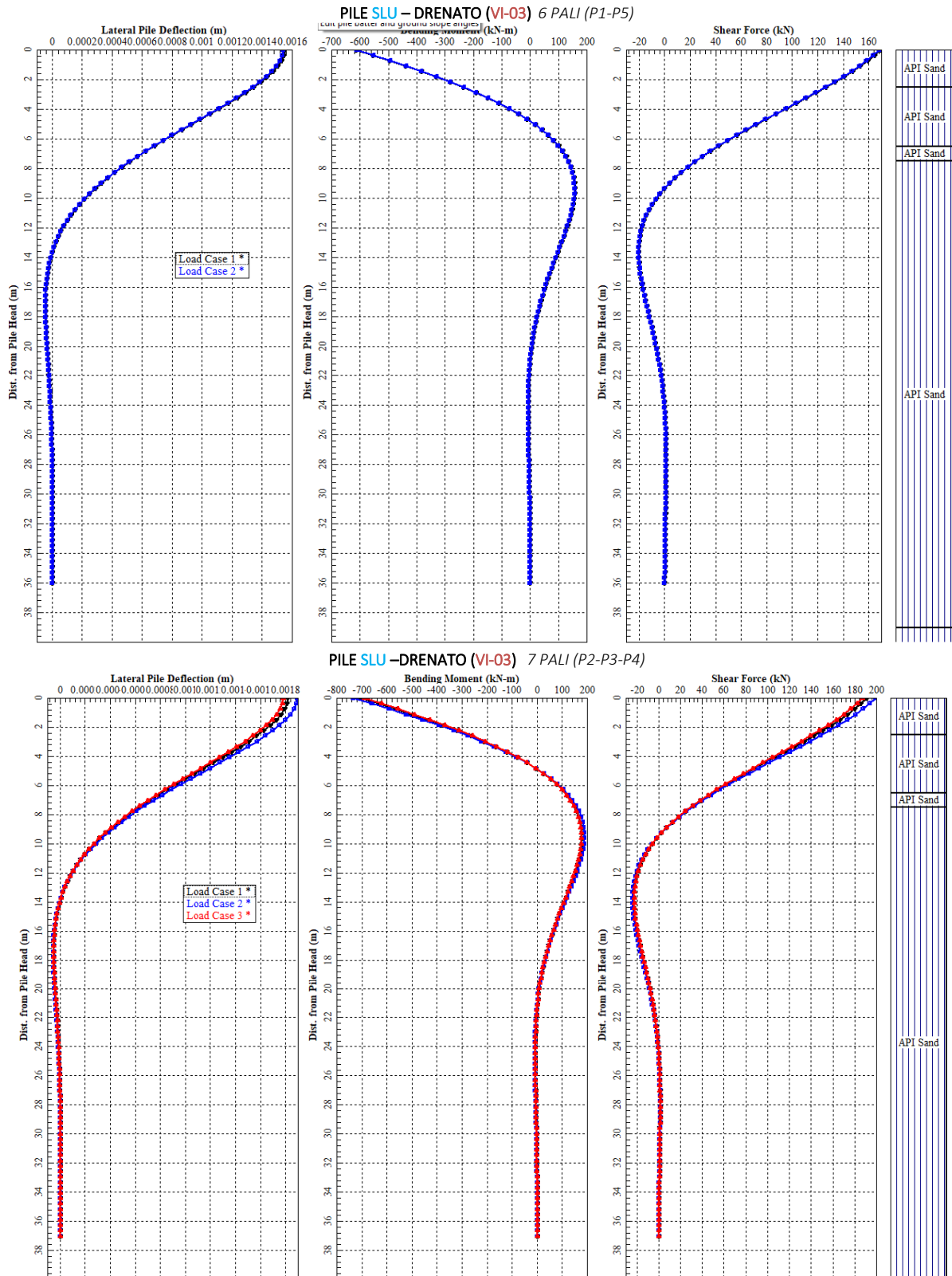


Fig. 15.2 – Pile- Involuppo massimo (SLU) dell’andamento con la profondità dello spostamento, momento e taglio in condizioni drenate

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

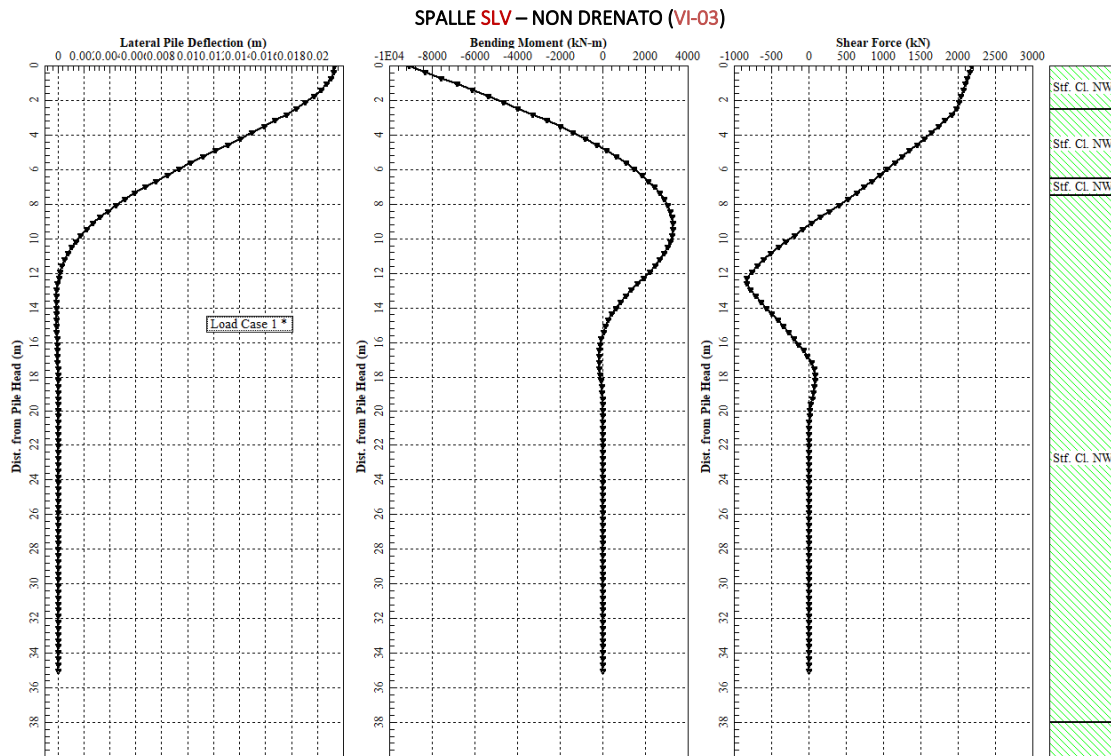


Fig. 15.3 – Spalle- Involuppo massimo (SISMA) dell’andamento con la profondità dello spostamento, momento e taglio in condizioni non drenate

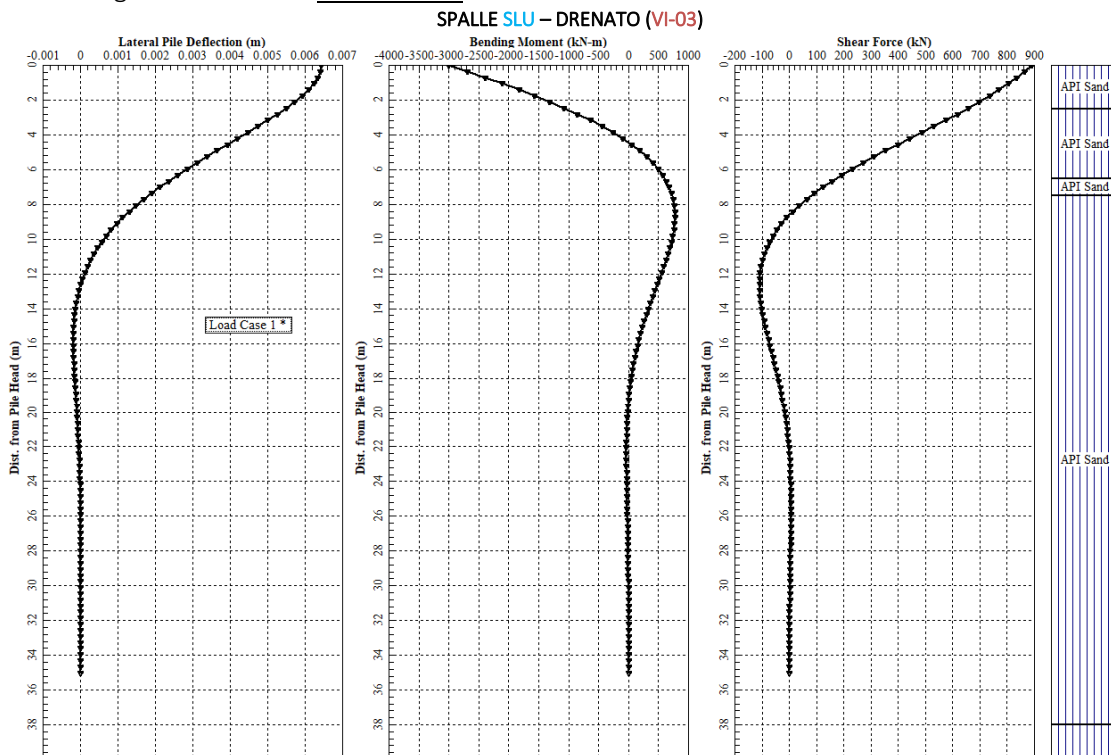


Fig. 15.4 – Spalle- Involuppo massimo (SLU) dell’andamento con la profondità dello spostamento, momento e taglio in condizioni drenate

16 VERIFICA DEI PALI DI TIPO GEOTECNICO

Le verifiche di capacità portata verticale e orizzontale per il singolo palo e per i pali in gruppo sono state condotte in accordo ai criteri descritti nel DM2018 (vedasi la relazione geotecnica allegata al progetto). Nelle tabelle seguenti si riporta per ciascun elemento strutturale e per ciascuna combinazione l'azione massima verticale e la corrispondente lunghezza del palo:

VIADOTTO 3	PILA P1	SLU	3865	3773	4961	4849	6056	5944			6056	36
		SLV	3640	3921	3862	3704	4084	3488			4084	
	PILA P2	SLU	4269	4220	4182	5186	6201	6152	6103		6201	37
		SLV	4268	4193	4794	3427	4950	4349	4112		4950	
	PILA P3	SLU	4256	4203	4177	5267	6385	6332	6279		6385	37
		SLV	4758	4686	5527	3497	5681	4847	4594		5681	
	PILA P4	SLU	4292	4265	4262	5328	6419	6392	6365		6419	38
		SLV	5032	4605	5737	3539	5903	4779	4890		5903	
	PILA P5	SLU	3874	3905	5098	5089	6321	6313			6321	37
		SLV	3945	4446	4249	4179	4552	3913			4552	

Tab. 16.1 – Pile - Riepilogo lunghezze pali

	no. pali	LUNGHEZZA PALO (m)	Combinazione	Azione Assiale MAX*
				(kN)
VIADOTTO 3	8	35	SLU	5681.00
			SISMA	6288.00

Tab. 16.2 – Spalle - Riepilogo lunghezze pali

17 VERIFICA DEI PALI AGLI SLU E SLE DI TIPO STRUTTURALE

17.1 PILE

Nel seguito si riportano le verifiche strutturali nei confronti del raggiungimento della resistenza strutturale dei pali di fondazione la cui armatura è riportata nella tabella seguente.

	Numero Gabbia	Lunghezza gabbia [m]	Armatura longitudinale	Armatura a taglio
Pila P1/P5	1	12.00	16Ø26	Ø12/200
	2	12.00	16Ø26	Ø12/200
	3	12.00	16Ø22	Ø12/200
	4	6.00/7.00	16Ø22	Ø12/200
Pila P2/P3/P4	1	12.00	16Ø26	Ø12/200
	2	12.00	16Ø26	Ø12/200
	3	12.00	16Ø22	Ø12/200
	4	7.00/8.0/8.00	16Ø22	Ø12/200

Tabella 17-1 - Armatura prevista a flessione per il palo di fondazione.

Si riporta di seguito l'esito delle verifiche condotte allo SLU-SLV e allo SLE. Le stesse sono state effettuate con l'ausilio del programma di calcolo RC-SEC.

17.2 VERIFICA ALLO SLU A PRESSO-TENSO FLESSIONE

La verifica a presso-tenso flessione di seguito riportata è condotta con riferimento alle sollecitazioni di Tab.15.1; come risulta dalla Figg. 15.1 e 15.2, a profondità maggiori di 12.0 m da testa palo, le sollecitazioni flessionali si riducono notevolmente.

Nel seguente prospetto sono riportati i seguenti parametri:

- ID: condizione di carico;
- N_{sd} : sollecitazione assiale agente nella sezione di interesse;
- M_{sd} : sollecitazione flessionale agente nella sezione di interesse;
- M_{Rd} : sollecitazione flessionale resistente nella sezione di interesse
- FS: Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N_{Rd}, M_{Rd}) e (N_{sd}, M_{sd}) con N_{Rd} e M_{Rd} valori di resistenza a sforzo normale e flessionale.

	ID	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	FS [-]
Palo P1/P5	SLU	6056	-883.08	4397	4.98
	SISMA	4084	-1114.64	3837	3.44
Palo P2/P3/P4	SLU	6385	-1002.3	4478	4.47
	SISMA	5903	-1849.4	4358	2.36

Tabella 17-2- Verifiche a presso/tenso-flessione agli SLU per le condizioni di carico più gravose

Le verifiche risultano soddisfatte.

17.3 VERIFICA ALLO SLU A TAGLIO

La verifica a taglio di seguito riportata è condotta con riferimento alle sollecitazioni di Tab.15.1; come risulta dalla Figg. 15.1, e 15.2, a profondità maggiori di 12.0 m da testa palo le sollecitazioni taglianti si riducono notevolmente.

Nel seguente prospetto sono riportati i seguenti parametri:

- ID: condizione di carico;
- V_{sd} : sollecitazione di taglio agente nella sezione di interesse;
- V_{Rd} : resistenza a taglio di progetto;
- FS: Misura sicurezza = rapporto tra V_{Rd} e V_{sd} con V_{Rd} valore di resistenza a taglio.

	ID	V_{sd} [kN]	V_{Rd} [kN]	FS [-]
Palo P1/P5	SLU	169	1117	6.60
	SISMA	309	1171	3.78
Palo P2/P3/P4	SLU	199	1110	5.57
	SISMA	492	1120	2.27

Tabella 17-3 - Verifiche a taglio agli SLU per le condizioni di carico più gravose

Le verifiche risultano soddisfatte.

17.4 VERIFICHE AGLI SLE DI TIPO STR

Si riporta di seguito l'esito delle verifiche condotte allo SLE.

Nel seguente prospetto sono riportati i seguenti parametri:

- N_{sd} : sollecitazione assiale agente nella sezione di interesse;
- M_{sd} : sollecitazione flessionale agente nella sezione di interesse;
- $w_{k,lim}$: valore limite di apertura della fessura per condizioni ambientali aggressive;
- w_k : valore calcolato di apertura della fessura;
- $\sigma_{s,max}$: massima tensione di trazione determinata nelle barre d'armatura (>0 se di compressione).

		N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	$w_{k,lim}$ [mm]	w_k [mm]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]
Palo P1/P5	SLE-FR	4164	-112.49	0.3	0.00	28.91
	SLE-QP	3079	-14.50	0.2	0.00	23.85
Palo P2/P3/P4	SLE-FR	4088	-110.17	0.3	0.00	28.39
	SLE-QP	3240	-7.34	0.2	0.00	25.39

Tabella 17-4 - Verifica apertura delle fessure combinazione SLE frequente

Le verifiche risultano soddisfatte.

In Tabella 17-5 sono riportati i massimi valori delle tensioni lato conglomerato e barre d'armatura agenti sulla sezione di verifica. Nel seguente prospetto sono riportati i valori di:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

- N_{sd} : sollecitazione assiale agente nella sezione di interesse;
- M_{sd} : sollecitazione flessionale agente nella sezione di interesse;
- $\sigma_{c,max}$: massima tensione di compressione determinata nel conglomerato (>0 se di compressione);
- $\sigma_{c,min}$: minima tensione di compressione determinata nel conglomerato (>0 se di compressione);
- $\sigma_{s,max}$: massima tensione di trazione determinata nelle barre d'armatura (>0 se di compressione).

		N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,min}$ [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]
Palo P1/P5	SLE-RARA	4458	-413.90	3.47	1.23	20.36
	SLE-QP	3079	-14.50	1.66	1.59	23.85
Palo P2/P3/P4	SLE-RARA	4691	-484.22	3.79	1.16	19.66
	SLE-QP	3240	-7.34	1.73	1.69	25.39

Tabella 17-5 - Massimi valori di tensione lato conglomerato e lato barre d'armatura agli SLE-RARA

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto:

- allo SLE in combinazione di carico rara le massime tensioni rispettivamente su calcestruzzo e barre d'armatura risultano inferiori ai limiti imposti dalle vigenti NTC18 pari a:
 - $\sigma_{c,lim}=0.60 \cdot f_{ck} = 14.94$ MPa;
 - $\sigma_{s,lim}=0.80 \cdot f_{yk} = 360.0$ MPa.

17.5 SPALLE

Nel seguito si riportano le verifiche strutturali nei confronti del raggiungimento della resistenza strutturale dei pali di fondazione la cui armatura è riportata nella tabella seguente.

Numero Gabbia	Lunghezza gabbia [m]	Armatura longitudinale	Armatura a taglio
1	12.00	52Ø26+48 Ø26 (2°strato)	Ø12/100
2	12.00	52Ø26	Ø12/200
3	12.00	26Ø20	Ø12/200
4	5.00	26Ø20	Ø12/200

Tabella 17-6 - Armatura prevista a flessione per il palo di fondazione.

Si riporta di seguito l'esito delle verifiche condotte allo SLU-SLV e allo SLE. Le stesse sono state effettuate con l'ausilio del programma di calcolo RC-SEC.

17.6 VERIFICA ALLO SLU A PRESSO-TENSO FLESSIONE

La verifica a presso-tenso flessione di seguito riportata è condotta con riferimento alle sollecitazioni di Tab.15.2; come risulta dalla Fig. 15.3 e 15.4 a profondità maggiori di 12.0 m da testa palo, le sollecitazioni flessionali si riducono notevolmente.

Nel seguente prospetto sono riportati i seguenti parametri:

- ID: condizione di carico;
- N_{sd} : sollecitazione assiale agente nella sezione di interesse;
- M_{sd} : sollecitazione flessionale agente nella sezione di interesse;
- M_{Rd} : sollecitazione flessionale resistente nella sezione di interesse
- FS: Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N_{Rd}, M_{Rd}) e (N_{sd}, M_{sd}) con N_{Rd} e M_{Rd} valori di resistenza a sforzo normale e flessionale.

	ID	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	FS [-]
Palo SPA/SPB	SLU	5681	-3463	11251	3.25
	SISMA	6288	-9367	11316	1.21

Tabella 17-7- Verifiche a presso/tenso-flessione agli SLU per le condizioni di carico più gravose

Le verifiche risultano soddisfatte.

17.7 VERIFICA ALLO SLU A TAGLIO

La verifica a taglio di seguito riportata è condotta con riferimento alle sollecitazioni Tab.15.2; come risulta dalla Fig. 15.3 e 15.4 a profondità maggiori di 12.0 m da testa palo le sollecitazioni taglianti si riducono notevolmente.

Nel seguente prospetto sono riportati i seguenti parametri:

- ID: condizione di carico;
- V_{sd} : sollecitazione di taglio agente nella sezione di interesse;
- V_{Rd} : resistenza a taglio di progetto;
- FS: Misura sicurezza = rapporto tra V_{Rd} e V_{sd} con V_{Rd} valore di resistenza a taglio.

	ID	V_{sd} [kN]	V_{Rd} [kN]	FS [-]
Palo SPA/SPB	SLU	889	4026	4.52
	SISMA	2177	4078	1.87

Tabella 17-8 - Verifiche a taglio agli SLU per le condizioni di carico più gravose

Le verifiche risultano soddisfatte.

17.8 VERIFICHE AGLI SLE DI TIPO STR

Si riporta di seguito l'esito delle verifiche condotte allo SLE.

Nel seguente prospetto sono riportati i seguenti parametri:

- N_{sd} : sollecitazione assiale agente nella sezione di interesse;
- M_{sd} : sollecitazione flessionale agente nella sezione di interesse;
- $w_{k,lim}$: valore limite di apertura della fessura per condizioni ambientali aggressive;
- w_k : valore calcolato di apertura della fessura;
- $\sigma_{s,max}$: massima tensione di trazione determinata nelle barre d'armatura (>0 se di compressione).

		N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	$w_{k,lim}$ [mm]	w_k [mm]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]
Palo SPA/SPB	SLE-FR	3914	-1913	0.30	0.033	-35.19
	SLE-QP	3031	-1402	0.20	0.022	-23.78

Tabella 17-9 - Verifica apertura delle fessure combinazione SLE frequente

Le verifiche risultano soddisfatte.

In Tabella 17-10 sono riportati i massimi valori delle tensioni lato conglomerato e barre d'armatura agenti sulla sezione di verifica. Nel seguente prospetto sono riportati i valori di:

- N_{sd} : sollecitazione assiale agente nella sezione di interesse;
- M_{sd} : sollecitazione flessionale agente nella sezione di interesse;
- $\sigma_{c,max}$: massima tensione di compressione determinata nel conglomerato (>0 se di compressione);

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

- $\sigma_{c,min}$: minima tensione di compressione determinata nel conglomerato (>0 se di compressione);
- $\sigma_{s,max}$: massima tensione di trazione determinata nelle barre d'armatura (>0 se di compressione).

		N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,min}$ [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]
Palo SPA/SPB	SLE-RARA	4208	-2085	5.85	0.00	-39.10
	SLE-QP	3031	-1402	3.97	0.00	-23.78

Tabella 17-10 - Massimi valori di tensione lato conglomerato e lato barre d'armatura agli SLE-RARA

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto:

- allo SLE in combinazione di carico rara le massime tensioni rispettivamente su calcestruzzo e barre d'armatura risultano inferiori ai limiti imposti dalle vigenti NTC18 pari a:
 - $\sigma_{c,lim}=0.60 \cdot f_{ck} = 14.94$ MPa;
 - $\sigma_{s,lim}=0.80 \cdot f_{yk} = 360.0$ MPa.

18 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Per la verifica di attendibilità del software si considerano i due elementi principali delle sottostrutture: la pila e il muro frontale della spalla:

18.1 PILA

Per valutare i risultati ottenuti attraverso il software SAP2000 si effettuerà un rapido confronto relativo al massimo momento longitudinale allo spiccato della pila per la condizione di carico sismica (allo SLV).

Si considera la pila P5 come una mensola incastrata al piede e di altezza pari a 6.50 m.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale del moto sismico di una struttura isolata è pari a (§5.2.1):

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_c}{T} = 0.283 \cdot 1.281 \cdot 0.707 \cdot 2.464 \cdot \frac{0.532}{1.71} = 0.196$$

Il peso afferente alla pila (L=60 m) di un viadotto lungo 325.2 m è pari a:

$$W = 50181/325.2 \cdot 60 \cong 9259 \text{ kN}$$

L'azione sismica in testa alla pila è pari a:

$$S \cdot W = 0.196 \cdot 9259 = 1815 \text{ kN}$$

Il momento allo spiccato della pila di altezza pari a 6.5 m risultata pari a:

$$M_{\text{long}} = 1815 \cdot 6.5 = 11796 \text{ kNm}$$

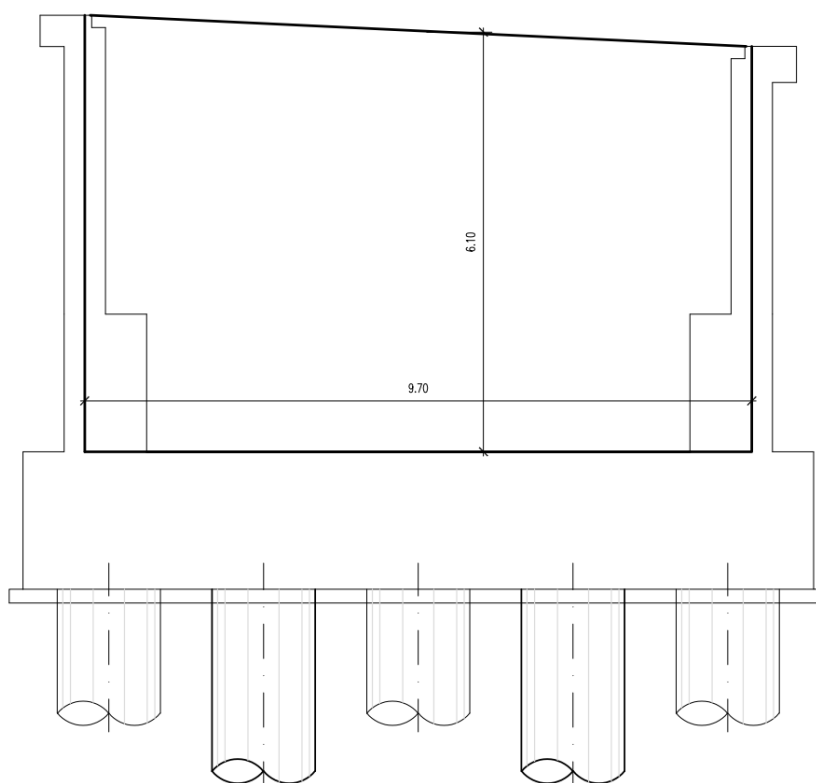
Tale momento risulta essere paragonabile al momento ottenuto con il software di calcolo pari a **12295 kNm** (P5- §9.1.1), pertanto i risultati ottenuti dal modello agli elementi finiti possono considerarsi attendibili.

18.2 SPALLA

Per valutare i risultati ottenuti attraverso il software SAP2000 si effettuerà un rapido confronto relativo al massimo momento allo spiccato del muro frontale per la condizione di carico di spinta del terreno.

Si confronta il calcolo dei momenti provenienti dal software con il calcolo manuale utilizzando le tabelle del Bares (tab. 1.96) nell'ipotesi di piastra incastrata ai lati ed inferiormente di altezza media pari a circa 6.10 m e larghezza pari a 9.70m e soggetta al carico triangolare della spinta delle terre:

$$Spt = \sigma_{vf,base} * Ko = 20 * 6.10 * 0,426 = 51.97 \text{ kN/m}^2$$



Dalla tabella del Bares, sotto riportata, emerge il seguente momento alla base del muro considerando il seguente rapporto tra altezza e larghezza della piastra:

$$\gamma = a/b = 6.10/9.70 = 0.628$$

Il momento si ottiene interpolando i due valori di momenti corrispondenti a $\gamma=0.5$ e $\gamma=0.75$:

$$My28 = (-0.0107 - 0.020)/2 * 51.97 * 6.10^2 = -29.69 \text{ kNm/m}$$

Tale momento risulta essere paragonabile al momento generato dal software alla sezione di spiccato del muro è pari a **-52.8 kNm/m**, pertanto i risultati ottenuti dal modello agli elementi finiti possono considerarsi attendibili.

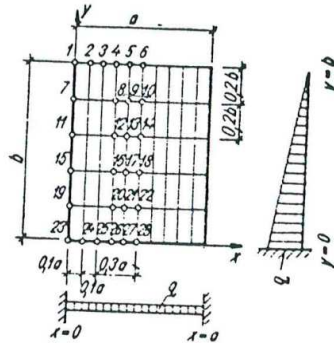
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

Table 1.96

$$\mu = 0,20$$

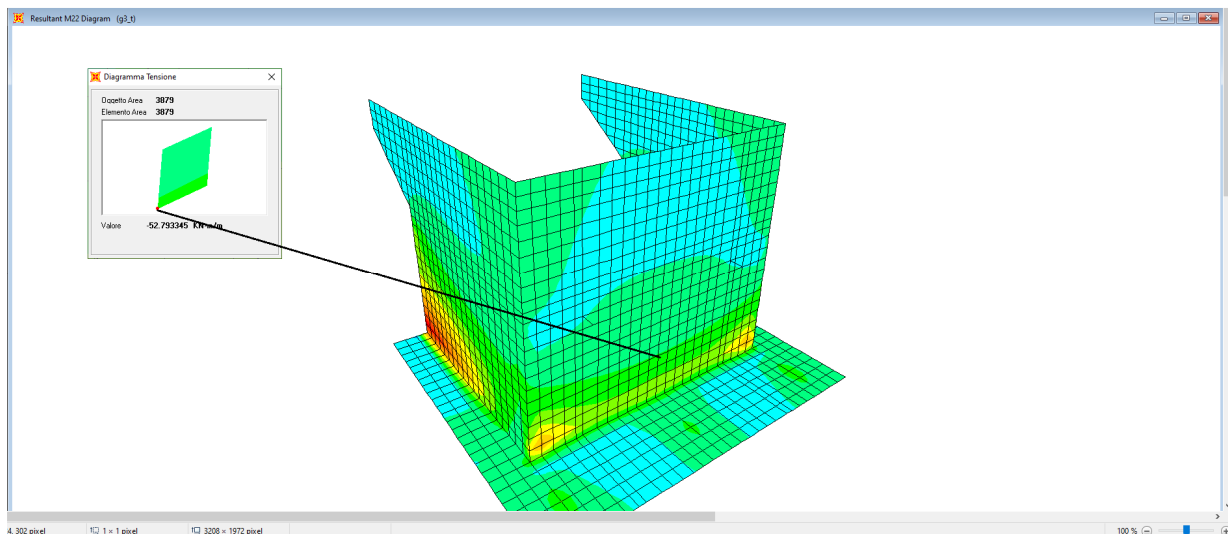
$$\gamma = \frac{a}{b}$$

$$M_{yb} = -\mu M_{xb}$$



γ	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	3	F. m.
M_{y13}	+0,0002	+0,0009	+0,0029	+0,0064	+0,0130	+0,0151	+0,0096	qb^2
M_{y14}	+0,0002	+0,0010	+0,0032	+0,0070	+0,0139	+0,0159	+0,0094	
M_{y16}	+0,0002	+0,0013	+0,0042	+0,0076	+0,0115	+0,0099	-0,0012	
M_{y17}	+0,0003	+0,0019	+0,0056	+0,0097	+0,0137	+0,0106	-0,0046	
M_{y18}	+0,0003	+0,0021	+0,0061	+0,0104	+0,0143	+0,0107	-0,0059	
M_{y20}	+0,0003	+0,0022	+0,0039	+0,0039	+0,0014	-0,0116	-0,0356	
M_{y21}	+0,0005	+0,0029	+0,0048	+0,0044	+0,0029	-0,0160	-0,0444	
M_{y22}	+0,0005	+0,0031	+0,0051	+0,0046	+0,0035	-0,0175	-0,0474	
M_{y26}	-0,0023	-0,0081	-0,0152	-0,0252	-0,0465	-0,0683	-0,1062	
M_{y27}	-0,0028	-0,0100	-0,0188	-0,0307	-0,0554	-0,0804	-0,1214	
M_{y28}	-0,0030	-0,0107	-0,0200	-0,0325	-0,0584	-0,0845	-0,1262	

Momento ricavato manualmente (Bares)



Momento generato dal software