



Area Lavori Pubblici Mobilità e Trasporti
Settore Progetti Strategici ed attuazione PNRR
Servizio Ponti e Viadotti

IL DIRETTORE

ing. Simone Agrondi

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

ing. Guido Andriolo Stagno

PROGETTO

**PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR) - MISSIONE 2 COMPONENTE 4
 INVESTIMENTO 2.2 INTERVENTI PER LA RESILIENZA, LA VALORIZZAZIONE DEL
 TERRITORIO E L'EFFICIENZA ENERGETICA DEI COMUNI (M2C4I2.2).
 C.I. 14167-ADEGUAMENTO NORMATIVO E CONSOLIDAMENTO NUOVO CAVALCAVIA
 SUPERIORE DI MARGHERA -1° STRALCIO - CUP F77H18000180004**

FASE

PROGETTO ESECUTIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

CAPOGRUPPO R.T.P.**ITS srl**

Corte delle Caneve, 11
 31053 Pieve di Soligo (TV)
 tel. 0438 82082 email: info@its-engineering.com

**MANDANTI****Ing. D'Agostini Sandro**

STUDIO DI INGEGNERIA

P.le T. Parmeggiani n. 13/532032 Feltre (BL)

TITOLO

STRUTTURE
 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

ELABORATO

01_E 1 RE 02

REVISIONE	DATA:	OGGETTO:	REDATTO:	VERIFICATO:	APPROVATO:	SCALA:
						-
rev_00	04.11.2022	prima emissione	RB	ADP	MT	NOME FILE: 4.01_E1_RE02_rel calcolo str.pdf

Indice

1	PREMESSA.....	1
1.1	UBICAZIONE GEOGRAFICA.....	2
1.2	TIPOLOGIA STRUTTURALE	2
1.2.1	Pile ed impalcati	3
1.3	BREVE DESCRIZIONE DELLO STATO DI DEGRADO	4
1.4	CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI E PROVE IN SITO	6
1.5	CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI	7
2	ANALISI DEI MATERIALI	8
2.1	LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	8
2.2	INDAGINI PREGRESSE	10
2.2.1	Elevazioni	10
2.2.2	Impalcato	11
2.3	INDAGINI INTEGRATIVE.....	12
2.4	CALCOLO DELLA RESISTENZA DEI MATERIALI	14
2.4.1	Calcestruzzo elevazioni.....	15
2.4.2	Calcestruzzo travi di impalcato.....	15
2.4.3	Calcestruzzo soletta collaborante.....	16
2.4.4	Acciaio elevazioni	16
2.4.5	Acciaio da precompressione travi di impalcato	16
2.5	CARATTERIZZAZIONE RESISTENZE MATERIALI D'INTERVENTO	19
2.5.1	Calcestruzzo nuovo coprifermo e fondazioni	19
2.5.2	Acciaio per nuova staffatura	19
2.5.3	Acciaio per micropali	19
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	19
4	ANALISI DEI CARICHI	20
4.1	PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (G_1).....	20
4.2	PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (G_2)	20
4.3	ANALISI DEL CARICHI STRADALI (QK)	20
4.3.1	Modello di carico 1 – Ntc 18	20
4.3.2	LLGG2020	22
4.3.3	Coefficiente di amplificazione dinamica	23

4.3.4	Forza d'urto.....	23
4.4	AZIONE SISMICA (E)	24
4.4.1	Vita nominale	24
4.4.2	Classe d'uso	24
4.4.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica.....	24
4.4.4	Modellazione dell'azione sismica	24
4.5	DESCRIZIONE INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO	28
4.6	COMBINAZIONI DI CARICO	29
5	MODELLAZIONE STRUTTURALE	30
5.1	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	30
5.1.1	Midas Gen/Civil	30
5.1.2	VcaSlu	34
5.2	MODELLO STRUTTURALE	34
5.3	CALCOLO RIGIDEZZA APPOGGI	34
5.4	APPLICAZIONE DEI CARICHI	35
5.5	APPLICAZIONE DELLE MASSE	35
6	VERIFICA DELLA SOLETTA.....	36
6.1	IMPALCATO TIPO A	36
6.1.1	Stato di fatto.....	36
6.1.1.1	Risultati.....	39
6.1.1.2	Verifica a flessione	39
6.1.1.3	Verifica a taglio	40
6.1.2	Stato di progetto	41
6.1.2.1	Risultati.....	42
6.1.2.2	Verifica a flessione	42
6.1.2.3	Verifica a taglio	43
6.2	IMPALCATO TIPO B	45
6.2.1	Stato di fatto.....	45
6.2.1.1	Verifica a flessione	46
6.2.1.2	Verifica a taglio	47
6.3	IMPALCATO TIPO C	47

6.3.1	Stato di fatto.....	47
6.3.1.1	Verifica a flessione	48
6.3.1.2	Verifica a taglio	49
6.4	IMPALCATO TIPO D	50
6.4.1	Stato di fatto.....	50
6.4.1.1	Verifica a flessione	51
6.4.1.2	Verifica a taglio	51
6.5	IMPALCATO DI TIPO E	51
6.5.1	Stato di fatto.....	51
6.5.1.1	Verifica a flessione	52
6.5.1.2	Verifica a taglio	53
6.6	IMPALCATO TIPO F	53
6.6.1	Stato di fatto.....	53
6.7	DIMENSIONAMENTO DEI CONNETTORI	54
7	ADEGUAMENTO DEL CORDOLO	57
7.1	VERIFICA A TAGLIO	57
7.2	VERIFICA A TROSIONE	58
7.3	VERIFICA D'INGHISAGGIO	59
8	VERIFICA IMPALCATI ALLO STATO DI FATTO.....	59
8.1	IMPALCATO TIPO A	59
8.1.1	Verifica a flessione	61
8.1.2	Verifica a taglio – ntc18 §4.1.2.3.5.2	61
	IMPALCATO TIPO B	64
8.1.3	Verifica a flessione	65
8.1.4	Verifica a taglio - ntc18 §4.1.2.3.5.2.....	66
8.2	IMPALCATO TIPO C.....	67
8.2.1	Verifica a flessione	69
8.2.2	Verifica a taglio – ntc18 §4.1.2.3.5.2	69
8.3	IMPALCATO TIPO D.....	72

8.3.1	Verifica a flessione	72
8.3.2	Verifica a taglio – ntc18 §4.1.2.3.5.2	73
8.4	IMPALCATO TIPO E	74
8.4.1	Verifica a flessione	75
8.4.2	Verifica a taglio – NTC18 §4.1.2.3.5.2	75
8.5	IMPALCATO TIPO F	76
8.5.1	Verifica a flessione	77
8.5.2	Verifica a taglio – ntc18 §4.1.2.3.5.2	77
8.6	VERIFICA TRAVE CON DIFETTO	78
9	VERIFICA IMPALCATI ALLO STATO DI PROGETTO	79
9.1.1	Impalcato tipo A.....	79
9.1.2	Impalcato tipo B.....	82
9.1.3	Impalcato tipo C.....	85
9.1.4	Impalcato tipo D.....	88
9.1.5	Impalcato tipo E.....	91
9.1.6	Impalcato tipo F	94
9.1.7	Verifiche SLU.....	97
9.1.8	Verifiche SLE	97
9.1.8.1	Impalcato tipo a	98
9.1.8.2	Impalcato tipo b.....	99
9.1.8.3	Impalcato tipo c	99
9.1.8.4	Impalcato tipo d.....	100
9.1.8.5	Impalcato tipo e	100
9.1.8.6	Impalcato tipo f.....	100
10	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE	101
10.1	MODI DI VIBRARE DELLA STRUTTURA	101
11	ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER MULTIMODALE)	105
11.1	DESCRIZIONE ANALISI.....	105
11.2	CALCOLO RIGIDEZZA RIDOTTA (EC8-2).....	106
11.3	RISULTATI ANALISI.....	107
11.3.1	Pila 2-39-38	107
11.3.2	Pila 3-37.....	108
11.3.3	Pila 4-36.....	109
11.3.4	Pila 5-35.....	110
11.3.5	Pila 6-34.....	111

11.3.6 Pila 7-33.....	112
11.3.7 Pila 8-32.....	113
11.3.8 Pila 9-31-30	114
11.3.9 Pila 10.....	115
11.3.10 Pila 11.....	116
11.3.11 Pila 12.....	117
11.3.12 Pila 13.....	117
11.3.13 Pila 14.....	118
11.3.14 Pila 15.....	118
11.3.15 Pila 16.....	119
11.3.16 Pila 17.....	119
11.3.17 Pila 18.....	121
11.3.18 Pila 19.....	122
11.3.19 Pila 20.....	123
11.3.20 Pila 21.....	124
11.3.21 Pila 22.....	125
11.3.22 Pila 23.....	126
11.3.23 Pila 24.....	127
11.3.24 Pila 25.....	128
11.3.25 Pila 26.....	129
11.3.26 Pila 27.....	130
11.3.27 Pila 28.....	131
11.3.28 Pila 29.....	132
11.4 LIVELLO DI SICUREZZA.....	132
12 VERIFICA APPOGGI.....	134
12.1 VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO	134
12.1.1 Set A.....	135
12.2 VERIFICA BATTIMENTO/CHIUSURA GIUNTO	136
12.3 VERIFICA ROTTURA APPOGGIO	138
12.4 VERIFICA PERDITA D'APPOGGIO	138
13 VERIFICA DEL GIUNTO	142
13.1 DILATAZIONI TERMICHE.....	142
13.2 FRENAMENTO	142
13.3 DIMENSIONI DEL GIUNTO.....	143
14 INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO	145
14.1 PREMESSA	145
14.2 INTERVENTO DI RINFORZO A TAGLIO PILE	145

14.2.1	Ristaffatura pile a fusto doppio	145
14.2.2	Ringrosso pila 17	148
14.3	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	150
14.4	RESISTENZA A TAGLIO DEL TRAVERSO	153
14.4.1	Intervento di ringrosso trasverso	154
14.4.2	Calcolo degli inghisaggi	155
14.4.3	Armatura longitudinale	156
14.5	RINGROSSO PULVINO PILA 31	157
14.5.1	Calcolo degli inghisaggi	159
14.6	CALCOLO DEI DISPOSITIVI DI RITEGNO	160
14.6.1	Ritegni di tipo 1 – Impalcato tipo A, F	160
14.6.1.1	Verifica degli inghisaggi	162
14.6.2	Ritegno trasversale – Impalcato tipo A	164
14.6.3	Ritegno trasversale – Impalcato tipo F	168
14.6.4	Ritegno tipo 2 – Impalcato tipo B	169
14.6.5	Ritegno tipo 2 – impalcato tipo C	172
14.6.6	Ritegno tipo 2 – Impalcato tipo D	174
14.6.7	Ritegno tipo 2 – Impalcato tipo E	176
14.6.8	Pila 12 e 18	178
14.6.9	Riepilogo	180
15	VERIFICA FONDAZIONI	181
15.1	DESCRIZIONE	181
15.2	CALCOLO DELLA NUOVA ALIQUOTA DI SCARICO DELL'IMPALCATO	183
16	CONCLUSIONI	184
16.1	INTERVENTI DI PROGETTO	184
16.2	CONCLUSIONI FINALI	185

1 PREMESSA

Il presente documento è stato redatto in ottemperanza all'incarico per l'affidamento del *Servizio di progettazione definitiva, esecutiva, coordinamento della sicurezza in fase di progettazione, direzione dei lavori, direzione operativa, ispettore di cantiere, coordinamento della sicurezza in fase di esecuzione, relativo all'intervento di "Adeguamento normativo e consolidamento nuovo cavalcavia superiore Marghera – 1° stralcio"*.

Il presente elaborato comprende e considera analisi e verifiche strutturali riguardante il 2° e 3° stralcio di intervento, in quanto direttamente influenti su alcune opera specifiche del 1° stralcio, in particolare:

- **Cordoli laterali**
- **Ritegni sismici e giunti di dilatazione**

Obiettivo della relazione è l'analisi, la progettazione e la verifica degli interventi di adeguamento del cavalcavia superiore di Marghera sulla base di analisi lineari e non.

A monte della fase di progettazione è stata condotta un'analisi storico-documentale del materiale fornito a disposizione. Sono state valutate le specifiche di progetti e le tavole di progetto, nonché campagna d'indagine pregresse e sopralluoghi eseguiti. Nel complesso la metodologia seguita si sviluppa nei punti che seguono:

1. Analisi delle relazioni di calcolo e delle tavole di progetto;
2. Analisi e ricerca di eventuali campagne d'indagini pregresse;
3. Analisi di eventuali relazioni di vulnerabilità sismica pregresse.

Nell'elaborato, dapprima si richiameranno le informazioni anagrafiche e la tipologia strutturale, dunque si riporteranno i materiali utilizzati e le classi di resistenza assunte sulla base dei risultati di laboratorio raccolti al fine di definire il Livello di conoscenza LC ed il conseguente Fattore di confidenza FC. Elencati i carichi considerati e le caratteristiche sismiche del luogo saranno esposti i modelli FEM utilizzati per le diverse tipologie di analisi. Terminata dunque una prima fase avente per oggetto lo stato di fatto, si andranno ad individuare gli interventi necessari al fine di adeguare il viadotto alle *Norme Tecniche per le Costruzioni 2018* tenendo conto, allo stesso tempo, delle specifiche e di eventuali coefficienti amplificativi forniti nelle *Linee Guida per la gestione e classificazione del rischio di ponti esistenti 2020*. Nella verifica degli impalcati si porrà particolare attenzione alle condizioni d'esercizio del ponte e quindi alle tensioni ed allo stato di sollecitazione della sezione in c.a.p.. Si evidenzia come, per opere in c.a. precompresso, la verifica a Stato Limite Ultimo sia superflua e quasi trascurabile data l'elevata quantità di acciaio armonico presente; al contrario, l'analisi delle tensioni e dello stato di compressione risulta fondamentale ai fini della durabilità dell'opera e, conseguentemente, della sua performance allo stato di collasso.

1.1 UBICAZIONE GEOGRAFICA

L'opera oggetto del presente documento è la *Rampa A* dello snodo Marghera - corso del popolo – tangenziale di Mestre che collega la città di Venezia alla tangenziale di Mestre.

Coordinate geografiche:

- Latitudine: 45°28'47.01"N
- Longitudine: 12°14'19.59"E



Figura 1 Immagine aerea dell'area d'interesse

1.2 TIPOLOGIA STRUTTURALE

Il ponte è ubicato nella località di Marghera del comune di Venezia in provincia di Venezia, Veneto. L'opera è un punto nevralgico per la viabilità in quanto è uno degli assi di collegamento che dalla tangenziale di Mestre collega il centro abitato, e la città di Venezia.



Figura 2 Inquadramento su foto aerea



Figura 3 Vista aerea – da Mestre

1.2.1 PILE ED IMPALCATI

Nel paragrafo seguente si riassume quanto riportato con maggiore dettaglio nell'analisi della documentazione esistente *2020_003 Relazione doc. esistente*.

Il cavalcavia in oggetto corrisponde alla PISTA A del nodo viario presente a lato della stazione ferroviaria di Mestre. La PISTA A è collegata alla PISTA B, rampa discendente che prosegue verso Marghera, per un tratto di impalcato di lunghezza pari a circa 80m per poi ridiversi in due tracciati distinti.

La rampa A è rettilinea e costituita da 38 campate quasi tutte con luce pari a 20 ml avente dunque una lunghezza totale di circa m 800.00.

1.3 BREVE DESCRIZIONE DELLO STATO DI DEGRADO

La struttura si presenta in discreto stato di conservazione ad eccezione di alcuni elementi strutturali dove sono presenti alcuni lievi ammaloramenti e distacchi. Come in tutti i viadotti della stessa epoca di costruzione, i degradi più rilevanti sono presenti nelle mensole laterali dell'impalcato e in corrispondenza di giunti e caditoie, ovvero in presenza di dilavamento e infiltrazioni d'acqua.

Gli appoggi in elastomero rilevabili sono risultati in buono stato, come così anche le pile in c.a..

Le prove hanno evidenziato particolari profili di carbonatazione sulle carote prelevate, cosa abbastanza prevedibile data la collocazione del viadotto in una zona altamente trafficata.

Si evidenzia invece un danno da urto sulla trave di bordo dell'impalcato 16 di tipo F, si sono rilevati infatti trefoli scoperti e distacco di parte del martello della trave a seguito di un probabile urto. Nell'analisi dell'impalcato si terrà conto dello stato di degrado e per la trave specifica sarà eseguita la verifica considerando una riduzione dello strato di copriferro, non si evidenzia infatti una riduzione di armatura da precompressione.



Figura 4 Panoramica impalcato 16



Figura 5 Particolare danno d'urto sulla trave di bordo



Figura 6 Pila a telaio a fusto doppio



Figura 7 Pila a fusto singolo



Figura 8 Pila a 4 fusti



Figura 9 Pile a fusto doppio



Figura 10 Pila a fusto singolo



Figura 11 Pila a fusto singolo - Corso del popolo



Figura 12 – Appoggio in elastomero armato

1.4 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI E PROVE IN SITO

In occasione del presente incarico di progettazione sono state condotte indagini integrative per la definizione delle caratteristiche resistenziali dei materiali. Il piano d'indagine, redatto ed eseguito dalla scrivente ed i conseguenti certificati di prova sono riportati nell'elaborato allegato *4.04_E_RE04_rel pro str.pdf*.

1.5 CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

Al fine di determinare le caratteristiche resistenziali del terreno del luogo sono state previste indagini geognostiche specifiche. La campagna d'indagine, l'esecuzione delle prove CPTU e delle prospezioni sismiche, nonché l'elaborazione dei risultati ottenuti è riportata nella relazione geologica a firma del geol. Nicola Saviane.

2 ANALISI DEI MATERIALI

2.1 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Per la verifica di strutture esistenti si definiscono i tre seguenti livelli di conoscenza:

- *LC1: conoscenza limitata.*
- *LC2: conoscenza adeguata.*
- *LC3: conoscenza accurata.*

Il livello di conoscenza acquisito sulla base delle indagini e degli approfondimenti e determina il metodo di analisi e il valore del fattore di confidenza da applicare. Per le opere da ponte si deve in generale acquisire un livello di conoscenza accurata (LC3), salvo casi eccezionali per i quali, su indicazione della Committenza, è ammesso acquisire un livello di conoscenza adeguato (LC2).

La richiesta del livello di conoscenza accurato è giustificata in primo luogo dall'importanza strategica delle opere da ponte, e in secondo luogo in considerazione dell'assenza di elementi non strutturali che limitino l'accessibilità delle strutture.

Verifiche:

Le verifiche in-situ *limitate* servono per verificare la corrispondenza tra le armature o le caratteristiche dei collegamenti effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi, oppure ottenute mediante il progetto simulato. Le verifiche in-situ *estese* servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali come alternativa al *progetto simulato* seguito da *verifiche limitate*, oppure quando i disegni costruttivi originali sono incompleti. Le verifiche in-situ *esaustive*: servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali e si desidera un livello di conoscenza accurata.

Prove:

Le prove in-situ *limitate* servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi, o da certificati originali di prova. Le prove in situ *estese* servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali.

Le prove in-situ *esaustive*: servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali, e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3).

La definizione dei requisiti quantitativi per il raggiungimento di ogni livello di rilievo e prove è riportata in Tabella 2.6. Nel controllo del raggiungimento della percentuale di elementi indagati si può tener conto delle eventuali condizioni di ripetitività.

Tabella 2.6 Livelli di conoscenza.

LC	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>estese</i> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure <i>estese</i> prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>esaustive</i> verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con <i>estese</i> prove in situ oppure <i>esaustive</i> prove in-situ	Tutti	1.00

Tabella 2.7 Requisiti quantitativi relativi ai rilievi e alle prove sui materiali.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)	Prove (sui materiali)
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 20% delle pile (ma non meno di 2 pile)	1 provino di cls. e 1 campione di armatura per almeno il 20% delle pile (ma non meno di 2 pile)
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 40% delle pile (ma non meno di 3 pile)	1 provino di cls. e 1 campione di armatura per almeno il 40% delle pile (ma non meno di 3 pile)
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 60% delle pile (ma non meno di 4 pile)	1 provino di cls. e 1 campione di armatura per almeno il 60% delle pile (ma non meno di 4 pile)

Prove effettuate su rampa A:

Numero pile: 38

Numero carote totali estratte dalle pile: $10 + 3 + 3 = 16$

10 carote prelevate appositamente per raggiungere LC3 nel presente intervento, (si rimanda all'apposita relazione allegata).

3 carote di cui si avevano già le caratteristiche di resistenza (prelevate nel 2016).

3 carote prelevate da pile in comune tra pista A e pista B, necessarie per l'analisi di vulnerabilità della pista B.

Numero prove necessarie per verifiche estese:

verifiche estese 40% delle pile=15 pile

Avendo a disposizione per la modellazione strutturale del ponte, tutti i progetti originali con le relative specifiche di progetto ed avendo effettuato delle verifiche estese in sito, è stato stabilito un livello di conoscenza per la struttura **LC3** con rispettivo fattore di confidenza **FC=1**.

Tale fattore di confidenza viene moltiplicato come si vedrà nel seguito dei calcoli, per il coefficiente di sicurezza dei materiali pari a 1.5 per il calcestruzzo e 1.15 per l'acciaio.

N.B. per le verifiche della soletta, considerata la mancanza di una sufficiente numerosità di prove sul materiale verrà considerato un fattore di confidenza maggiore **FC=1.2**.

2.2 INDAGINI PREGRESSE

2.2.1 ELEVAZIONI

In fase di realizzazione del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica sono state previste ed eseguite indagini di tipo distruttivo sui materiali al fine di definirne le proprietà meccaniche. L'elaborato (4.02_D_RE02_rel ind str.pdf) è stata redatta nel dicembre 2016 da ECIS srl.

In particolare si furono previste le seguenti indagini:

- 9 pacometrie;
- 4 indagini sclerometriche;
- 3 prelievi di cls;
- 3 prelievi di barre d'armo
- 3 prove di carbonatazione sulle carote eseguite

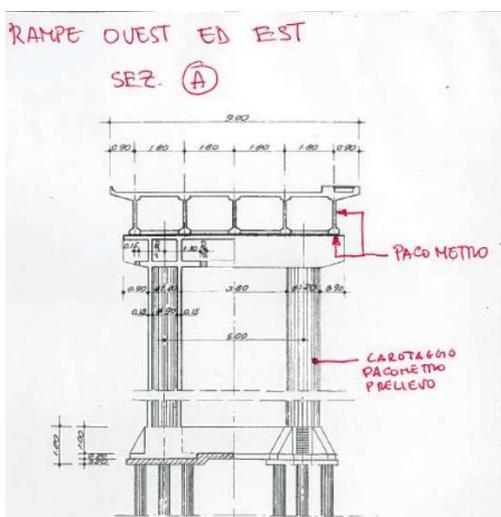


Figura 13 Localizzazione delle indagini - Pila a fusto doppio

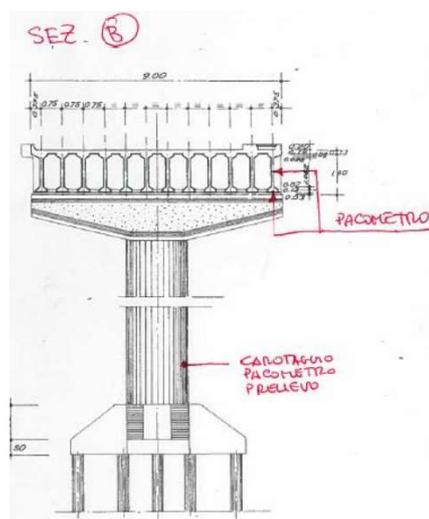


Figura 14 Localizzazione delle indagini - Pila a fusto unico

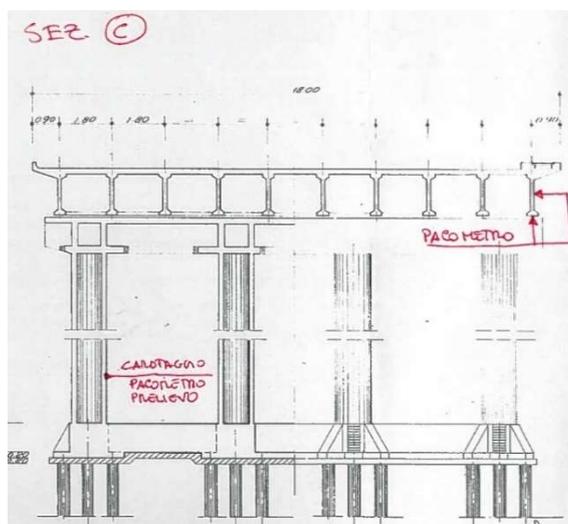


Figura 15 Localizzazione delle indagini - Pila a 4 fusti

Si riportano nel seguito i certificati delle prove condotte.

Denominazione	Valori indice rimbalzo												Media indice sclerometrico	Rck
	44	42	40	40	44	43	44	42	42	41	42	43		
1 - pilastro pila 2 pilastri	44	42	40	40	44	43	44	42	42	41	42	43	42,3	475
2 - trave pila 1 pilastro	50	50	50	52	54	48	48	48	50	54	50	52	50,4	651
3 - trave pila 1 pilastro	50	54	48	48	54	56	46	52	50	44	50	52	50,4	651
4 - pilastro pila 1 pilastro	42	40	44	40	44	42	44	40	42	42	42	43	42,1	470

Figura 16 Indici sclerometrici

Sigla provino Struttura	Data di prelievo	Rck	Rettifica	Dimensioni [mm]		Massa totale [kg]	Massa volumica [g/cm ³]	Carico Rottura [kN]	Resist. Rc [N/mm ²]	Snellezza	Tipo Rottura	Macchi-na di prova N° Inv.
				φ	H							
MIF 40058-1 C3 del 20/10/16	20/10/16	n.d.	SI	93,7	93,6	1548,4	2,399	430,50	62,4	0,999	S	19
MIF 40058-2 C9 del 20/10/16	20/10/16	n.d.	SI	93,7	93,6	1509,6	2,339	264,30	38,3	0,999	S	19
MIF 40058-3 C12 del 20/10/16	20/10/16	n.d.	SI	93,7	93,7	1516,2	2,347	243,50	35,3	1,000	S	19
MIF 40058-4 Carota 1 pila a singolo pilastro del 21/10/16	21/10/16	n.d.	SI	93,7	188,7	3192,4	2,453	401,00	58,2	2,014	S	19
MIF 40058-5 Carota 2 pila a doppio pilastro del 21/10/16	21/10/16	n.d.	SI	93,7	93,9	1554,8	2,401	409,10	59,3	1,002	S	19
MIF 40058-6 Carota 3 pila con 4 pilastri del 21/10/16	21/10/16	n.d.	SI	93,7	93,6	1576,0	2,442	480,40	69,7	0,999	S	19

Figura 17 Valori di resistenza a compressione delle carote prelevate

SIGLA CAMPIONE	Data di prelievo	φ _{eff} (mm)	Sezione effettiva (mm ²)	Resistenza allo snervamento f _s (N/mm ²)	Resistenza alla rottura f _t (N/mm ²)	Allungamento A 5% (Lo=5φ)	Rottura / Snervamento
MIF40059-2 F2 pila del 20/10/16	20/10/16	7,92	49,27	412	650	24,0	1,58
MIF40059-3 (*) F3 trave del 20/10/16	20/10/16	9,88	76,67	269	375	34,0	1,39
MIF40059-4 F4 pila a 2 pilastri del 21/10/16	21/10/16	8,08	51,28	378	645	10,0	1,71
MIF40059-5 F5 pila singola del 21/10/16	21/10/16	8,17	52,42	446	665	16,8	1,49
MIF40059-6 F6 pila a 4 pilastri del 21/10/16	21/10/16	7,89	48,89	393	661	17,3	1,68

Figura 18 Valori di resistenza a trazione delle barre d'armo

2.2.2 IMPALCATO

Le indagini sugli impalcati sono state condotte in una seconda fase avente per oggetto la vulnerabilità sismica della pista B dello stesso nodo stradale nell'ambito del contratto d'incarico per l'affidamento del "Servizio di progettazione definitiva ed esecutiva, direzione lavori, direzione operativa, ispettore di cantiere e

coordinamento per la sicurezza in fase di progettazione ed esecuzione lavori, relativo all'intervento denominato "Adeguamento normativo e consolidamento nuovo cavalcavia superiore di Marghera" con CIG 76381901CA. Le indagini sono riportate nella relazione 2019_038 RELAZIONE INDAGINI S045.pdf redatta dal Centro Controllo Materiali edili S.r.l. in data 04/12/2019. Si riportano nel seguito i risultati delle carote prelevate dalle travi.

Provino [nr.]	Massa [kg]	Massa volumica apparente [kg/m ³]	Dimensioni			Superficie [mm ²]	Res. compressione		Tipo rottura
			d [mm]	H [mm]	H/d		F [kN]	σ_n [N/mm ²]	
T 1	0,788	2350	75	76	1	4418	278,628	63,1	S
T 2	0,818	2470	75	75	1	4418	348,756	78,9	S

Figura 19 Risultati sui campioni di cls dell'impalcato

Come citato, le travi dell'impalcato sono in c.a.p. a trefoli aderenti, riferendosi dunque alla comune norma d'uso all'epoca si assumono caratteristiche dell'acciaio armonico standard:

- Modulo elastico $E = 206000 \text{ Mpa}$
- Tensione caratteristica allo 0,1% di deformazione $f_{p(0,1)} = 1620 \text{ Mpa}$
- Tensione caratteristica a rottura $f_{pk} = 1860 \text{ Mpa}$

Per la soletta, sulla base del calcestruzzo utilizzato per le travi, si assume un cls di classe inferiore pari ad un C35/45.

2.3 INDAGINI INTEGRATIVE

È stata eseguita una campagna d'indagine integrativa ai fini della determinazione delle proprietà meccaniche dei materiali e del sistema di precompressione a trefoli aderenti. Nello specifico si sono previsti prelievi di carote di cls e di barre d'armo sulle pile. Per ogni carota prelevata è stata eseguita la prova a carbonatazione. La metodologia, la posizione ed i certificati di prova sono stati raccolti nel documento 00_Relazione sulle indagini e prove sui materiali.pdf redatto dalla scrivente società.

Pila n°	Provino n°	Elemento di prelievo	Carotaggio	Prelievo Barre
7	1	PILASTRO	P07_C-01	P07_PA-01
	2	PULVINO	P07_C-02	P07_PA-02
16	1	PILASTRO	P16_C-01	P16_PA-01
19	1	PILASTRO	P19_C-01	P19_PA-01
	2	PULVINO	P19_C-02	P19_PA-02
24	1	PILASTRO	P24_C-01	P24_PA-01
	2	PULVINO	P24_C-02	P24_PA-02
25	1	PILASTRO	P25_C-01	P25_PA-01
	2	PULVINO	P25_C-02	P25_PA-02
39	1	PULVINO	P39_C-01	P39_PA-01

Figura 20 Campioni di calcestruzzo

Codice Provino	Pila n°	Provino n°	Diametro [mm]	Lunghezza [mm]	Elemento di prelievo
P07_PA-01	7	1	8	280	PILASTRO
P07_PA-02	7	2	10	310	PULVINO
P16_PA-01	16	1	8	360	PILASTRO
P19_PA-01	19	1	8	260	PILASTRO
P19_PA-02	19	2	10	270	PULVINO
P24_PA-01	24	1	8	300	PILASTRO
P24_PA-02	24	2	10	280	PULVINO
P25_PA-01	25	1	8	300	PILASTRO
P25_PA-02	25	2	10	280	PULVINO
P39_PA-01	39	1	10	350	PULVINO

Figura 21 Campioni di barra d'armo

Si riportano quindi i certificati di laboratorio relativamente ai provini prelevati.

Data di prova: 05.06.2020

NUMERO	CONTRASSEGNO PROVENIENZA DEL PROVINO	DATA DI CAROTAGGIO DICHIARATA	MASSA kg	MASSA VOLUMICA APPARENT E kg/m ³	DIMENSIONI DEL PROVINO			SUPERFICI E mm ²	RESISTENZA A COMPRESSIONE UNI-EN 12504-1 UNI-EN 12390-3		TIPO DI ROTTURA
					d _m	h	h/d _m		kN	N/mm ² *	
					mm	mm					
1	P07-C01	--	0,804	2400	74	78	1	4301	212,753	49,5	S
2	P07-C02	--	0,808	2410	74	78	1	4301	212,253	49,3	S
3	P16-C01	--	0,805	2430	74	77	1	4301	356,152	82,8	S
4	P19-C01	--	0,809	2410	74	78	1	4301	239,854	55,8	S
5	P19-C02	--	0,828	2470	74	78	1	4301	344,206	80,0	S
6	P24-C01	--	0,807	2410	74	78	1	4301	224,482	52,2	S
7	P24-C02	--	0,814	2430	74	78	1	4301	303,791	70,6	S
8	P25-C01	--	0,797	2380	74	78	1	4301	280,405	65,2	S
9	P25-C02	--	0,803	2390	74	78	1	4301	313,877	73,0	S
10	P39-C01	--	0,829	2470	74	78	1	4301	248,010	57,7	S

⁷⁴
 TIPO DI ROTTURA: S = SODDISFACENTE N = NON SODDISFACENTE SIMILE ALL'ESEMPIO N° 1 □ 2 □ 3 □ 4 □ 5 □ 6 □ 7 □ 8 □ 9 □ DELLA FIGURA 2 NORMA UNI-EN 12390-3
 ERRORE DI PLANARITA' DEI PROVINO COMPRESO NELL'INTERVALLO ± 0,0008d mm
 • ERRORE DI PLANARITA' DEI PROVINO NON COMPRESO NELL'INTERVALLO ± 0,0008d mm: ESEGUITA RETTIFICA
 * VALORE DI f_c

Figura 22 Risultati sulla prova di compressione su carote di cls

Data di prova: 27.05.2020

DIAMETRO NOMINALE E SIGLA	DIMENSIONI		PROVE DI TRAZIONE UNI-EN 10002.92 p.1					PIEGAMENTO O PIEGAMENTO E RADDRIZZAMENTO UNI-ISO 10065.94 CRICCHE VISIBILI	DIAMETRO MANDRINO mm	MARCHI RILEVATI RIFERIMENTO CATALOGO ACCIAI QUALIFICATI PRESIDENZA CONSIGLIO SUPERIORE LL.PP. SERVIZIO TECNICO CENTRALE
	A AREA DELLA SEZIONE mm ²	Ø DEL TONDO EQUIPESA NTE mm	TENSIONE DI SNERVAMENTO f_y N/mm ²	TENSIONE DI ROTTURA f_t N/mm ²	A_2 (1) %	f_t/f_y	f_t/f_{yk}			
P07- PA-01 (ø 8)	50,4	8,01	470	671	20,0	1,43	-	-	-	Marchio non osservabile
P16- PA-01 (ø 8)	50,0	7,98	477	718	25,0	1,51	-	-	-	Marchio non osservabile
P19- PA-01 (ø 8)	50,7	8,03	477	710	17,5	1,49	-	-	-	Marchio non osservabile
P24- PA-01 (ø 8)	50,7	8,03	442	651	27,5	1,47	-	-	-	Marchio non osservabile
P25- PA-01 (ø 8)	49,8	7,96	452	651	19,0	1,44	-	-	-	Marchio non osservabile
P07- PA-02 (ø 10)	79,7	10,07	486	645	24,0	1,33	-	-	-	Marchio non osservabile
P19- PA-02 (ø 10)	79,0	10,03	485	652	29,0	1,34	-	-	-	Marchio non osservabile
P24- PA-02 (ø 10)	77,4	9,93	504	701	16,0	1,39	-	-	-	Marchio non osservabile
P25- PA-02 (ø 10)	78,3	9,99	474	654	22,0	1,38	-	-	-	Marchio non osservabile
P39- PA-01 (ø 10)	82,4	10,24	539	691	23,0	1,28	-	-	-	Marchio non osservabile

(1) ALLUNGAMENTO A 5 DIAMETRI

Figura 23 Risultati delle prove a trazione sui ferri d'armo

2.4 CALCOLO DELLA RESISTENZA DEI MATERIALI

Il calcolo delle resistenze dei materiali è eseguito secondo quanto prescritto dalle LLGG2020 secondo un modello statistico di tipo log-normale. Il valore di resistenza è ricavato dalle prove a compressione eseguite, debitamente combinate tenendo conto della media e della deviazione standard delle misurazioni ottenute.

2.4.1 CALCESTRUZZO ELEVAZIONI

Fattore parziale di sicurezza (Tab.6.3.6)	γ_M	1.50
Fattore di confidenza associato a LC	FC	1.00
Valor medio della resistenza sulla base delle prove effettuate	f_{cm} (Mpa)	63.26
numero prove	n	13
media	μ	4.133295224
deviazione standard	σ	0.17438557
stima del 16esimo percentile	$\mu(0,16)$	4.084929369
Resistenza caratteristica calcolata sulla base delle prove effettuate	f_{ck} (MPa)	44.65
	$f_{cm}/FC/\gamma_M$ (Mpa)	42.17
	f_{ck}/FC (MPa)	44.65
Valore di resistenza del materiale da utilizzare nelle verifiche	f_d (MPa)	42.17
Valore di resistenza A TRAZIONE medio da prove a compressione	f_{ctm} (MPa)	4.76
Valore di resistenza A TRAZIONE	f_{ctk} (MPa)	3.33
Valore di resistenza A TRAZIONE da utilizzare nelle verifiche	f_{ctd} (Mpa)	3.18

2.4.2 CALCESTRUZZO TRAVI DI IMPALCATO

Fattore parziale di sicurezza (Tab.6.3.6)	γ_M	1.50
Fattore di confidenza associato a LC	FC	1.00
Valor medio della resistenza sulla base delle prove effettuate	f_{cm} (Mpa)	69.41
numero prove	n	2
media	μ	4.234003951
deviazione standard	σ	0.156081983
stima del 16esimo percentile	$\mu(0,16)$	4.123637322
Resistenza caratteristica calcolata sulla base delle prove effettuate	f_{ck} (MPa)	47.83
	$f_{cm}/FC/\gamma_M$ (Mpa)	46.28
	f_{ck}/FC (MPa)	47.83
Valore di resistenza del materiale da utilizzare nelle verifiche	f_d (MPa)	46.28
Valore di resistenza A TRAZIONE medio da prove a compressione	f_{ctm} (MPa)	5.07
Valore di resistenza A TRAZIONE	f_{ctk} (MPa)	3.55
Valore di resistenza A TRAZIONE da utilizzare nelle verifiche	f_{ctd} (Mpa)	3.38

2.4.3 CALCESTRUZZO SOLETTA COLLABORANTE

Essendo i valori a rottura del calcestruzzo molto alti, è stata adottata a vantaggio di sicurezza la resistenza a compressione dichiarata nei progetti originali corrispondente ad un calcestruzzo C35/45.

2.4.4 ACCIAIO ELEVAZIONI

Fattore parziale di sicurezza (Tab.6.3.6)	γ_M	1.15
Fattore di confidenza associato a LC	FC	1.00
Valor medio della resistenza sulla base delle prove effettuate	f_{ym} (Mpa)	467.33
numero prove	n	6
media	μ	6.146494394
deviazione standard	σ	0.036392212
stima del 16esimo percentile	$\mu(0,16)$	6.131637336
Resistenza caratteristica calcolata sulla base delle prove effettuate	f_{yk} (MPa)	433.53
	$f_{ym}/FC/\gamma_M$ (Mpa)	406.38
	f_{yk}/FC (MPa)	433.53
Valore di resistenza del materiale da utilizzare nelle verifiche	f_d (MPa)	406.38

2.4.5 ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE TRAVI DI IMPALCATO

L'armatura utilizzata per le strutture prefabbricate in stabilimento in c.a. assunta dai progetti originali, ha le seguenti caratteristiche:

- Modulo elastico $E = 206000 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica allo 0,1% di deformazione residua $f_{p(0,1)k} = 1620 \text{ Mpa}$
- tensione caratteristica ultima dell'acciaio $f_{pk} = 1860 \text{ Mpa}$

Secondo quanto riportato nella relazione di calcolo originale, la precompressione è stata realizzata con un tiro iniziale pari a 1300 Mpa . Nel medesimo documento si calcolano le perdite stimate a 382 Mpa .

A valle di quanto appena dichiarato si valutano anche le perdite di compressione indicate al §5.10.4 della UNI EN 1992-1-1 che considera le seguenti perdite:

- durante il processo di tesatura: perdita dovuta all'attrito in corrispondenza delle deviazioni angolari e perdite dovute al rientro dei cunei;
- perdita dovuta al rilassamento delle armature pre-tese durante il periodo che intercorre tra la messa in tensione delle armature e la precompressione del cls;
- perdite dovute alla deformazione elastica del cls in conseguenza dell'azione delle armature pre-tese.

Si calcolano dunque nel seguito le perdite richieste:

1. Perdite per attrito in corrispondenza di deviazioni angolari: l'andamento dei trefoli all'interno della trave è presso che rettilineo, su un totale di 52 trefoli, solo 10 sono deviati in alto verso le teste, per tale motivo tali perdite si ritengono trascurabili.

Si stima dunque la sola perdita di tensione per rientro dei cunei:

PERDITE PER RIENTRO ANCORAGGI				
Percentuale di perdita ipotizzata	Δ	2.40%		
	f_{p1k}	1420	MPa	
	f_{pd}	1291	MPa	
	ΔP_{sl}	11.96	KN	
	$\Delta \sigma_{sl}$	30.98	[MPa]	

2. Perdite dovute dal rilassamento dell'acciaio:

PERDITE PER RILASSAMENTO (per calcolo perdite dip. dal tempo)				
Massima tensione al tempo t0	σ_{pi}	1300	MPa	
	f_{ptk}	1670	MPa	
	μ	0.778	MPa	Tab. 11.3.VII NTC2018
Classe di armatura		1		Tab. 11.3.VIII NTC2018
Riduzione percentuale dopo 1000h	ρ_{1000}	8		par. 4.1.1.1.3 NTC2018
Tempo dopo la pre-tensione (ore)	t	500000	ore	
	ΔP_{PR-INF}	111.917	KN	
	$\Delta \sigma_{PR-INF}$	289.865	MPa	

3. Perdite per deformazione istantanea del cls:

PERDITE PER DEFORMAZIONE ISTANTANEA DEL CALCESTRUZZO				
$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$				
Fase 2				
Numero di armature	n	2		
Compressione prevista nel cls	σ_c	13.55	[MPa]	
Tensione indotta nel cls per tensione coppia di cavi	$\Delta \sigma_c$	6.775	[MPa]	
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	36283	[MPa]	
Incremento di deformazione	$\Delta \varepsilon_{lc}$	0.00018673		
Area armature a precompressione	A_p	2007.72	[mmq]	
Modulo elastico acciaio da precompressione	E_p	200000	[MPa]	
Coefficiente	j	0.5		
Perdita tensionale	$\Delta \sigma_{el}$	21.4286571	[MPa]	
Perdita di tiro	ΔP_{el}	43.0227435	[kN]	

4. Perdite dipendenti dal tempo:

Relazione di adeguamento strutturale

PERDITE DIPENDENTI DAL TEMPO (§5.10.6 EC2)		$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$		
Deformazione per ritiro totale	ε_{cs}	0.3275	[‰]	Valore da §3.1.4(6)
Deformazione per ritiro per essiccamento	ε_{cd}	0.24	[‰]	Valore da §3.1.4 (3.8)
Coefficiente che dipende dalla dimensione h0	Kh	1		Valore da prospetto 3.3
Dimensione convenzionale della sez trasversale	h0	137	[mm]	2Ac/u
Perimetro della parte di sezione esposta ad essic.	u	4000	[mm]	
Ritiro per essiccamento non contrastato	ε_{cd0}	0.24	[‰]	Valore da prospetto 3.2 con umidità 80%
Deformazione per ritiro autogeno	ε_{ca}	0.0875	[‰]	Valore da §3.1.4
Modulo elastico acciaio da precompressione	E_p	200000	[MPa]	
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cm}	36283	[MPa]	Valore da §3.1.3(3)
Variatione di tensione nell'armatura della sezione in x	$\Delta \sigma_{pr-INF}$	290	[MPa]	Calcolato in seguito
Coefficiente di viscosità	$\varphi(t, t_0)$	1		Valore ricavato da Figura 3.1, grafici
Tensione nel cls adiacente le armature dovuto a G1+G2	$\sigma_{c,QP}$	0.14	Mpa	
Area armature a precompressione	A_p	2007.72	[mmq]	
Area sezione cls	A_c	274300	[mmq]	
Momento di inerzia sezione cls	I_c	2160000000	[mm4]	
Baricentro sezione cls	y _{G,c}	668	[mm]	
Baricentro armature da precompressione	y _{G,s}	1920	[mm]	
Distanza tra baricentro sezione e armature precompr.	z_{cp}	1252.00	[mm]	
	ΔP_{c+s+r}	39	[KN]	
Var. di ten. arm.dovuta a viscosità,ritiro e rilassamento	$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$	19	[MPa]	

Si stima così un totale delle perdite pari a 361 Mpa.

Tale valore risulta congruente con quello calcolato originariamente in fase di progetto. A valle di questi calcoli, sulla base di sperimentazioni eseguite da altri gestori stradali e autostradali e supportate dal MIMS si ritiene dunque ragionevole assumere il valore calcolato come valido.

In parallelo, con lo scopo di indagare lo stato di precompressione residua, sono state condotte delle indagini strutturali specifiche. Le prove di detensionamento su filo eseguite hanno evidenziato una tensione residua nel singolo elemento pari a 550 Mpa; la tensione è stata valutata per due fili di due travi.

A valle di quanto appena osservato, viene considerato, in fase di verifica, un valore medio di precompressione residua pari a $\sigma = 730 \text{ MPa}$.

2.5 CARATTERIZZAZIONE RESISTENZE MATERIALI D'INTERVENTO

2.5.1 CALCESTRUZZO NUOVO COPRIFERRO E FONDAZIONI

MATERIALI PER LE STRUTTURE ORIZZONTALI			
Tipo Calcestruzzo	C35/45		
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	45.00	Mpa
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	37.35	Mpa
Resistenza caratteristica media	f_{cm}	45.35	Mpa
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	3.35	Mpa
Resistenza a trazione caratteristica (Inf.)	$f_{ctk,0,05}$	2.35	Mpa
Resistenza a trazione caratteristica (Sup.)	$f_{ctk,0,95}$	4.36	Mpa
Resistenza a flessione media	f_{ctm}	4.02	Mpa
Modulo di elasticità	E_{cm}	34625.49	Mpa
Deformazione "snervamento"	ϵ_{c1}	0.20%	-
Deformazione ultima	ϵ_{cu}	0.35%	-
Coefficiente effetti lungo termine	a_{cc}	0.85	-
Coefficiente di sicurezza sul materiale	g_c	1.50	-
Resistenza a compressione di progetto	f_{cd}	21.17	Mpa
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.56	Mpa

Classe di esposizione: XC4

2.5.2 ACCIAIO PER NUOVA STAFFATURA

DEFINIZIONE DEL FERRO D'ARMO E SUE PROPRIETA' (B450C)			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450.00	Mpa
Resistenza a rottura dell'acciaio	f_{yt}	540.00	Mpa
Modulo elastico	E_s	206000.00	Mpa
Deformazione a snervamento	ϵ_{y1}	0.20%	-
Deformazione a rottura	ϵ_{yu}	1.00%	-
Coefficiente di sicurezza sul materiale	g_s	1.15	-
Resistenza di progetto dell'acciaio	f_{yd}	391.30	Mpa

2.5.3 ACCIAIO PER MICROPALI

Acciaio: S355 W J0

$f_y=275 \text{ N/mm}^2$

$f_u=430 \text{ N/mm}^2$

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 17/01/2018	"Norme tecniche per le costruzioni"
C.M. 21/01/2019 n° 7	Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni".
UNI EN 1991-2 Eurocodice 1	Azioni sulle strutture: "Carichi da traffico su ponti".
UNI EN 1991-1-5 Eurocodice 1	Azioni sulle strutture: "Azioni in generale – Azioni termiche".
UNI EN 1337-5	Appoggi strutturali: "Appoggi elastomerici"

D.M. 17/12/2020 n° 578

Linee guida per la valutazione e gestione del rischio dei ponti esistenti

4 ANALISI DEI CARICHI

Il presente elaborato ha come scopo la verifica sismica e nei confronti dei carichi da traffico del manufatto, per cui si considereranno le seguenti azioni ai fini del ricavare gli indicatori di rischio sismico:

4.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (G_1)

Il peso proprio degli elementi strutturali in calcestruzzo viene assunto pari a 25 kN/m³.

4.2 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (G_2)

Per quanto riguarda la pavimentazione si assume un peso uniformemente distribuito di 2.2 kN/m².

4.3 ANALISI DEL CARICHI STRADALI (QK)

4.3.1 MODELLO DI CARICO 1 – NTC 18

Si considerano i carichi stradali riportati nel paragrafo 5.1.3.3.5. della NTC 2018.

Per le fasi transitorie di costruzione del manufatto le combinazioni sono riferite ai carichi reali o a carichi convenzionali equivalenti. Per i valori da assegnare ai carichi convenzionali si sono considerati valori commisurati a periodi di ritorno riferibili alla fase di costruzione del manufatto.

Per le combinazioni di carico fondamentali si rimanda direttamente al testo della norma.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate nella presente tabella estratta dalle NTC 18.

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1,2,3,4,6)	Veicoli speciali	Folla (schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 val. di comb. 2,5 kN/mq
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3						Schema di carico 5 val. di comb. 5,0 kN/mq
4			Schema di carico 5 val. di comb. 5,0 kN/mq			Schema di carico 5 val. di comb. 5,0 kN/mq

Relazione di adeguamento strutturale

In particolare, è stato definito il gruppo di azioni 1, avente il valore caratteristico del modello di carico principale e il gruppo di azioni 2, che combina il valore frequente del modello di carico principale con il valore caratteristico del frenamento.

Per quanto riguarda i coefficienti parziali da assegnare alle azioni si fa riferimento alle seguenti tabelle.

Tipologia di carico		Coeff.	EQU	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	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	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00	1,00	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2} \gamma_{\epsilon 3} \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Coefficients per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali				
Azioni	Gruppo di azioni	Coeff. ψ_0	Coeff. ψ_1 (valori Freq.)	Coeff. ψ_2 (valori Q.P.)
Azioni da traffico	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,00
	Schema 1,5,6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,00
	Schema 3,4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,00
	Schema 2	0,00	0,75	0,00
	2	0,00	0,00	0,00
	3	0,00	0,00	0,00
	4 (folla)	-	-	0,75
Vento q_5	Vento a ponte scarico	-	-	-
	SLU e SLE	0,60	0,20	0,00
	Esecuzione	0,80	-	0,00
	Vento a ponte carico	0,60	-	-
Neve q_5	SLU e SLE	0,00	0,00	0,00
	Esecuzione	0,80	0,60	0,50
Temperatura	T_k	0,60	0,60	0,50

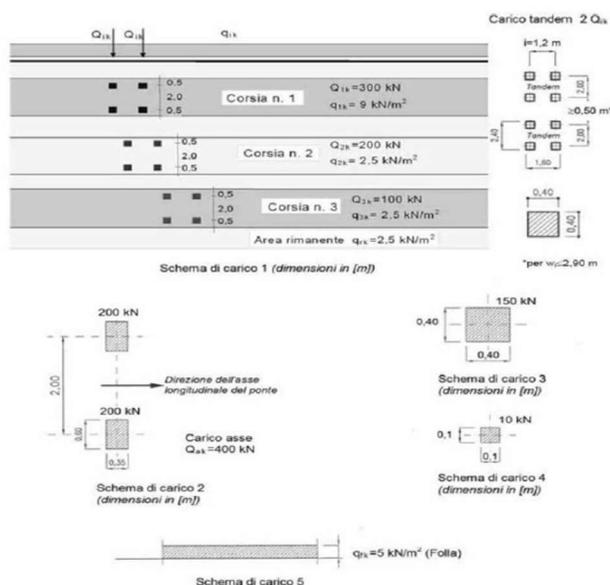


Figura 24 – Disposizione dei carichi mobili secondo NTC 2018

Nota: considerata la collocazione dell'opera, sita in ambito di tipo urbano, considerato, non di meno, la presenza di segnaletica semaforica sulle rampe oggetto d'indagine si ritiene opportuno considerare, in fase sismica, la presenza di traffico di un'aliquota di traffico partecipante alla massa sismica eccitata. Tale assunzione è supportata dal §5.1.3.12 delle NTC 18, la quale prevede che "Ove necessario, per esempio per ponti in zona urbana di intenso traffico, si assume per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2j} = 0.2$, quando rilevante, sia nella combinazione delle azioni, sia per la definizione dell'effetto dell'azione sismica".

4.3.2 LLGG2020

In ottemperanza a quanto previsto dalla normative vigente in merito di ponti esistenti, nel caso in cui le verifiche non siano soddisfatte per la condizione di adeguatezza, saranno considerati i carichi definiti all'interno delle *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*. La norma prevede infatti che le strutture esistenti siano verificate nel rispetto di carichi definiti sulla base di quanto riportato dal Codice della Strada. Essa individua inoltre 3 diversi livelli di verifica:

- Adeguato se il ponte soddisfa le prescrizioni definite dalle NTC18;
- Operativo nel caso in cui i carichi da NTC18 risultino verificati, amplificati tuttavia di coefficienti di sicurezza ridotti;
- Transitabile ntc18 se la struttura è verificata rispetto agli schemi di carico da NTC18 con restrizioni d'uso e fattori parziali ridotti;
- Transitabile cds se la struttura risulta verificata rispetto agli schemi definiti nel CdS con relativi fattori parziali ridotti.

I carichi previsti dal CdS sono tre: mezzi pesanti, intermedi e leggeri. Nel seguito si riportano gli schemi di carico.

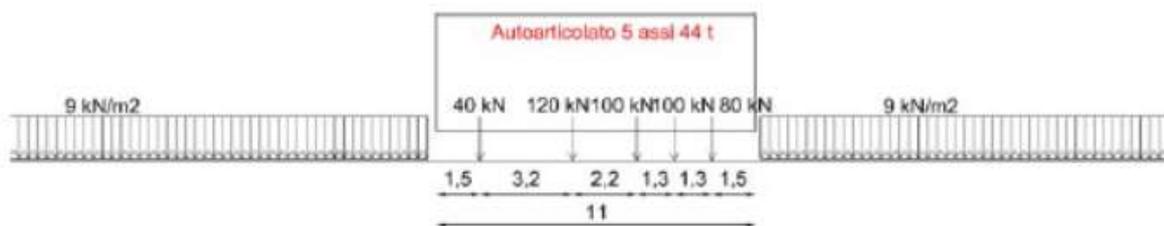


Figura 25 Possibile distribuzione di carico corrispondente ad un mezzo di 44t

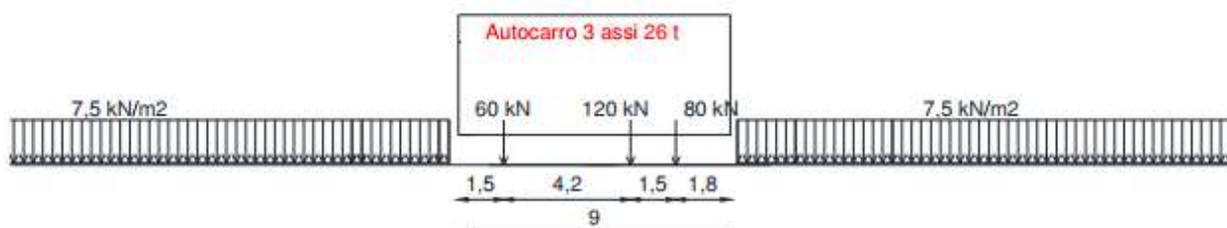


Figura 26 Possibile distribuzione di carico corrispondente ad un mezzo di 26t



Figura 27 Possibile distribuzione di un mezzo di 7.5t

La norma definisce anche i coefficienti di sicurezza da utilizzare sia per i carichi permanenti che per gli accidentali.

CLASSE DI CONSEGUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 6.3.3.5)
CC3	1.26	1.16	1.10

Figura 28 Coefficienti di sicurezza per carichi permanenti

Classe di conseguenza	Tempo di riferimento tref	Fattori parziali per le azioni variabili da traffico, γ_Q
CC3	5 anni (ponte TRANSITABILE, § 6.1.5.3)	1.20
	30 anni (ponte OPERATIVO, § 6.1.5.2)	1.20

Figura 29 Coefficienti di sicurezza per carichi variabili

4.3.3 COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE DINAMICA

Con l'obiettivo di tenere conto dell'azione dinamica dei mezzi viaggianti, la norma prevede l'utilizzo di un coefficiente di amplificazione dinamica ϕ :

$$\phi = 1.4 - \frac{L - 10}{150}$$

Poiché il ponte ha una lunghezza totale di 80m il coefficiente assume valore unitario.

4.3.4 FORZA D'URTO

La forza d'urto considerata è quella indicata dai quaderni tecnici ANAS.

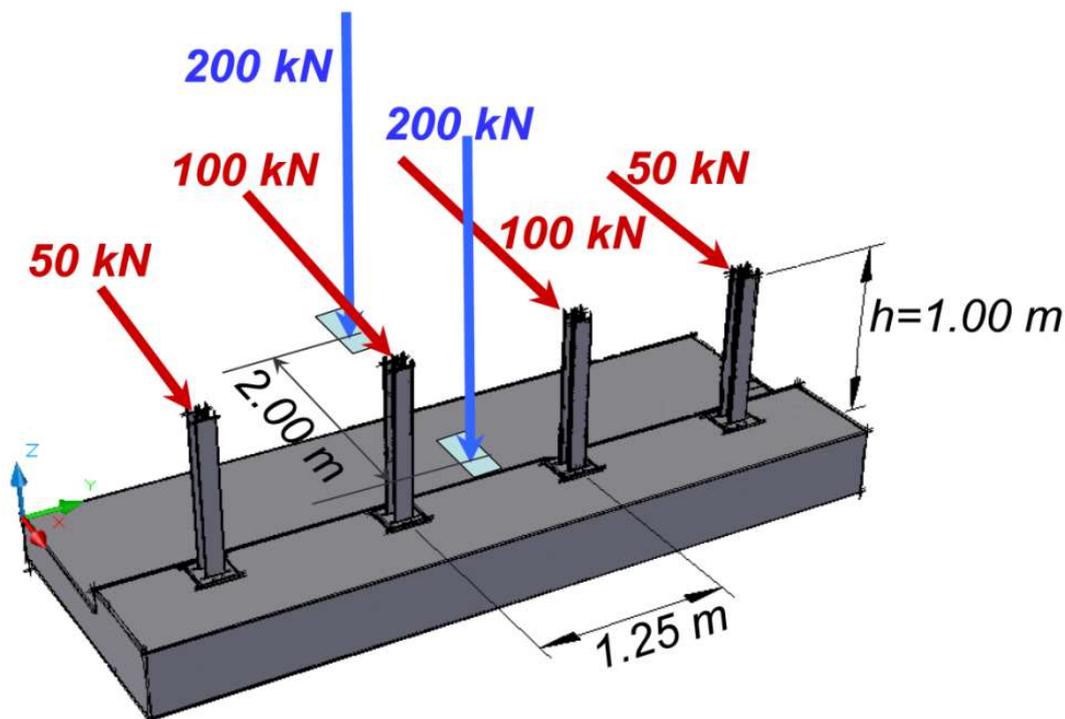


Figura 30 Azioni di progetto

4.4 AZIONE SISMICA (E)

4.4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Nel caso della struttura in esame la vita nominale V_N deve essere maggiore o uguale a 50 anni come prescritto dalle NTC 18: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute e di importanza normale".

4.4.2 CLASSE D'USO

La struttura in esame ricade in classe d'uso IV come definita dalle NTC 08: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.".

4.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Il periodo di riferimento V_R per l'azione sismica si ricava dalla seguente espressione:

$$V_R = V_N C_U$$

Dove il coefficiente C_U è funzione della classe d'uso e nel caso in esame assume valore pari a 2. Quindi per l'opera oggetto del presente lavoro il periodo di riferimento per l'azione sismica è di 100 anni.

4.4.4 MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Relazione di adeguamento strutturale

SLO				SLD			
Orizzontale		Verticale		Orizzontale		Verticale	
0.000	0.057	0.000	0.010	0.000	0.069	0.000	0.013
0.141	0.145	0.050	0.017	0.157	0.171	0.050	0.022
0.424	0.145	0.150	0.017	0.471	0.171	0.150	0.022
0.487	0.126	0.235	0.011	0.534	0.151	0.235	0.014
0.551	0.111	0.320	0.008	0.596	0.135	0.320	0.010
0.614	0.100	0.405	0.006	0.659	0.122	0.405	0.008
0.677	0.091	0.490	0.005	0.722	0.112	0.490	0.007
0.740	0.083	0.575	0.004	0.784	0.103	0.575	0.006
0.803	0.076	0.660	0.004	0.847	0.095	0.660	0.005
0.866	0.071	0.745	0.003	0.909	0.089	0.745	0.004
0.930	0.066	0.830	0.003	0.972	0.083	0.830	0.004
0.993	0.062	0.915	0.003	1.034	0.078	0.915	0.004
1.056	0.058	1.000	0.003	1.097	0.074	1.000	0.003
1.119	0.055	1.094	0.002	1.159	0.070	1.094	0.003
1.182	0.052	1.188	0.002	1.222	0.066	1.188	0.002
1.246	0.049	1.281	0.002	1.284	0.063	1.281	0.002
1.309	0.047	1.375	0.001	1.347	0.060	1.375	0.002
1.372	0.045	1.469	0.001	1.409	0.057	1.469	0.002
1.435	0.043	1.563	0.001	1.472	0.055	1.563	0.001
1.498	0.041	1.656	0.001	1.534	0.053	1.656	0.001
1.562	0.039	1.750	0.001	1.597	0.051	1.750	0.001
1.625	0.038	1.844	0.001	1.659	0.049	1.844	0.001
1.688	0.036	1.938	0.001	1.722	0.047	1.938	0.001
1.751	0.035	2.031	0.001	1.784	0.045	2.031	0.001
1.858	0.031	2.125	0.001	1.890	0.040	2.125	0.001
1.965	0.028	2.219	0.001	1.995	0.036	2.219	0.001
2.072	0.025	2.313	0.000	2.101	0.033	2.313	0.001
2.180	0.023	2.406	0.000	2.206	0.030	2.406	0.001
2.287	0.021	2.500	0.000	2.312	0.027	2.500	0.001
2.394	0.019	2.594	0.000	2.417	0.025	2.594	0.000
2.501	0.017	2.688	0.000	2.523	0.023	2.688	0.000
2.608	0.016	2.781	0.000	2.628	0.021	2.781	0.000
2.715	0.015	2.875	0.000	2.734	0.019	2.875	0.000
2.822	0.013	2.969	0.000	2.839	0.018	2.969	0.000
2.929	0.013	3.063	0.000	2.945	0.017	3.063	0.000
3.036	0.012	3.156	0.000	3.050	0.015	3.156	0.000
3.143	0.011	3.250	0.000	3.156	0.014	3.250	0.000
3.250	0.010	3.344	0.000	3.261	0.014	3.344	0.000
3.357	0.010	3.438	0.000	3.367	0.013	3.438	0.000
3.465	0.009	3.531	0.000	3.472	0.012	3.531	0.000
3.572	0.008	3.625	0.000	3.578	0.011	3.625	0.000
3.679	0.008	3.719	0.000	3.683	0.011	3.719	0.000
3.786	0.007	3.813	0.000	3.789	0.010	3.813	0.000
3.893	0.007	3.906	0.000	3.894	0.009	3.906	0.000
4.000	0.007	4.000	0.000	4.000	0.009	4.000	0.000

Relazione di adeguamento strutturale

SLV				SLC			
Orizzontale		Verticale		Orizzontale		Verticale	
0.000	0.158	0.000	0.046	0.000	0.199	0.000	0.066
0.182	0.411	0.050	0.080	0.189	0.521	0.050	0.115
0.545	0.411	0.150	0.080	0.567	0.521	0.150	0.115
0.615	0.364	0.235	0.051	0.642	0.460	0.235	0.073
0.686	0.327	0.320	0.038	0.717	0.412	0.320	0.054
0.756	0.297	0.405	0.030	0.791	0.373	0.405	0.043
0.826	0.271	0.490	0.025	0.866	0.341	0.490	0.035
0.896	0.250	0.575	0.021	0.941	0.314	0.575	0.030
0.967	0.232	0.660	0.018	1.015	0.291	0.660	0.026
1.037	0.216	0.745	0.016	1.090	0.271	0.745	0.023
1.107	0.202	0.830	0.014	1.165	0.254	0.830	0.021
1.177	0.190	0.915	0.013	1.239	0.238	0.915	0.019
1.248	0.180	1.000	0.012	1.314	0.225	1.000	0.017
1.318	0.170	1.094	0.010	1.389	0.213	1.094	0.014
1.388	0.161	1.188	0.009	1.463	0.202	1.188	0.012
1.459	0.154	1.281	0.007	1.538	0.192	1.281	0.011
1.529	0.147	1.375	0.006	1.612	0.183	1.375	0.009
1.599	0.140	1.469	0.006	1.687	0.175	1.469	0.008
1.669	0.134	1.563	0.005	1.762	0.168	1.563	0.007
1.740	0.129	1.656	0.004	1.836	0.161	1.656	0.006
1.810	0.124	1.750	0.004	1.911	0.155	1.750	0.006
1.880	0.119	1.844	0.004	1.986	0.149	1.844	0.005
1.950	0.115	1.938	0.003	2.060	0.143	1.938	0.005
2.021	0.111	2.031	0.003	2.135	0.138	2.031	0.004
2.115	0.101	2.125	0.003	2.224	0.128	2.125	0.004
2.209	0.093	2.219	0.002	2.313	0.118	2.219	0.004
2.303	0.085	2.313	0.002	2.401	0.109	2.313	0.003
2.398	0.079	2.406	0.002	2.490	0.102	2.406	0.003
2.492	0.073	2.500	0.002	2.579	0.095	2.500	0.003
2.586	0.068	2.594	0.002	2.668	0.089	2.594	0.003
2.680	0.063	2.688	0.002	2.757	0.083	2.688	0.002
2.775	0.059	2.781	0.002	2.846	0.078	2.781	0.002
2.869	0.055	2.875	0.001	2.934	0.073	2.875	0.002
2.963	0.052	2.969	0.001	3.023	0.069	2.969	0.002
3.057	0.048	3.063	0.001	3.112	0.065	3.063	0.002
3.152	0.046	3.156	0.001	3.201	0.062	3.156	0.002
3.246	0.043	3.250	0.001	3.290	0.058	3.250	0.002
3.340	0.041	3.344	0.001	3.378	0.055	3.344	0.002
3.434	0.038	3.438	0.001	3.467	0.052	3.438	0.001
3.529	0.036	3.531	0.001	3.556	0.050	3.531	0.001
3.623	0.035	3.625	0.001	3.645	0.047	3.625	0.001
3.717	0.033	3.719	0.001	3.734	0.045	3.719	0.001
3.811	0.031	3.813	0.001	3.822	0.043	3.813	0.001
3.906	0.030	3.906	0.001	3.911	0.041	3.906	0.001
4.000	0.028	4.000	0.001	4.000	0.039	4.000	0.001

4.5 DESCRIZIONE INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO

Per l'adeguamento sismico, la normativa NTC 2018 prevede di raggiungere un indice di rischio maggiore uguale a 0.8. si riporta di seguito estratto della circolare esplicativa §8.8.7 - *Classificazione degli interventi*.

Interventi di adeguamento

Per gli interventi di adeguamento conseguiti mediante idonei accorgimenti mirati a mitigare gli effetti dell'azione sismica sull'opera, la valutazione della sicurezza può essere limitata alle sole strutture di elevazione solo nel caso in cui, oltre a non sussistere le condizioni di cui al sesto capoverso del § 8.3 delle NTC, non siano previsti interventi di rinforzo delle strutture originarie in elevazione. Possono rientrare in questa fattispecie gli interventi che modificano lo schema statico della travata (ad esempio mediante l'uso di nuovi impalcati a trave continua o mediante la creazione di una catena cinematica tra campate adiacenti) con o senza l'impiego di sistemi di isolamento e/o dissipazione.

Ove non ricorrano condizioni diverse, gli interventi inerenti l'adeguamento sismico di infrastrutture esistenti progettate e realizzate antecedentemente alla classificazione sismica dell'area su cui insistono o nel rispetto di una normativa tecnica antecedente delle Norme Tecniche possono inquadarsi nella lettera c) del § 8.4.3, per essi, pertanto, si può assumere $\zeta_E=0,80$.

L'indice di rischio è definito come segue:

$$\xi = \frac{PGA_C}{PGA_D}$$

$$IR_{TR} = \left[\frac{PGA_C}{PGA_D} \right]^{\frac{1}{0.41}}$$

Gli indicatori di rischio sismico sulla base dei dati sopra esposti faranno riferimento ai seguenti parametri:

- PGA_C di capacità, massima accelerazione incassabile dal manufatto;
- PGA_D di domanda, accelerazione al suolo del sito secondo valore di progetto.

4.6 COMBINAZIONI DI CARICO

Per il presente lavoro finalizzato alla sola vulnerabilità ai fini sismici del manufatto si considera la sola combinazione sismica riportata in seguito.

$$F_{d, sismica} = G_1 + G_2 + P + E$$
$$F_{d, statica} = Y_{g1} * G_1 + Y_{g2} * G_2 + Y_{q1} * Q_{ik} + P$$

Combinando quindi:

- Pesi propri permanenti G_1
- Pesi permanenti portati G_2
- Carichi da traffico Q_{ik}
- Azione precompressione P
- Azione sismica E

Le combinazioni di carico analizzate sono le seguenti per l'analisi dinamica lineare.

La forza dovuta al sisma viene calcolata con gli spettri di risposta illustrati sopra tramite un'analisi dinamica lineare come previsto dal D.M. del 17 gennaio 2018 al paragrafo 7.8.1.5.3.

Per il calcolo dell'azione trasversale è stato utilizzato lo spettro di risposta di progetto per le pile, mentre per il calcolo delle azioni per i dispositivi di appoggio si utilizza lo spettro di risposta elastico.

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1,00 * E_x + 0,30 * E_y + 0,30 * E_z \text{ [NTC 2018 cap 7.3.5]}$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

5 MODELLAZIONE STRUTTURALE

5.1 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

5.1.1 MIDAS GEN/CIVIL

Generalità del programma

MIDAS/GEN è il software general purpose di MIDAS agli elementi finiti dedicato alla modellazione, progetto e verifica di strutture in c.a., muratura, acciaio e legno.

Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in due moduli: un solutore agli elementi finiti che consente l'introduzione dei dati di input relativi alla geometria ed ai carichi; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

MIDAS/GEN è predisposto per ottemperare alle NTC18 e successiva circolare del febbraio 2019, inclusi: gerarchia delle resistenze, verifiche secondo NTC18 e controlli su centri di rigidità, centri delle masse drift di piano, edifici a nucleo, etc.

Il software è localizzato con l'implementazione delle verifiche secondo gli Eurocodici, Stati Limite Ultimi e Stati Limite di Esercizio, inclusa l'analisi delle fessurazioni. La verifica con Eurocodici prevede gli Stati Limite Ultimi e di Esercizio secondo EC2 (calcestruzzo armato), EC3 (Acciaio), i requisiti per l'analisi sismica secondo EC8, i carichi secondo EC1 (azioni esterne, vento, etc.), incluse le NTC18.

Il prodotto è conforme a quanto richiesto dalle nuove normative italiane, presentando un adeguato numero di Benchmark che controllano l'accuratezza delle soluzioni numeriche confrontandole con soluzioni teoriche e con analisi eseguite con altri softwares.

Specifiche tecniche

Denominazione del software: Midas Gen 2012 v.2.1

Produttore del software: Midas

Rivenditore: HARPACEAS – V.le Richard 1 - 20143 Milano - tel.02-891741

Intestatario della licenza: ITS s.r.l. CORTE DELLE CANEVE, 11 PIEVE DI SOLIGO (TV)

Versione regolarmente licenziata

Interfaccia guidata

Interfaccia GUI avanzata Interfaccia grafica (GUI) con qualità rendering, sia in modellazione che in result display. Controllo del modello attraverso il Work Tree (albero di lavoro): il work tree consente di entrare rapidamente nei dettagli di un modello di qualsiasi complessità. Il Menu Tree consente di apprendere rapidamente tutte le funzioni disponibili mostrate su un pratico "albero", alternativa ai classici menu e alle classiche icone, sempre comunque disponibili. Innovativa ed originale Task Pane: pannello completamente programmabile che permette di guidare l'utente nella realizzazione di qualsiasi tipo di procedura (task), utile per definire procedure standardizzate di analisi e design (Pushover, Dinamica lineare, Dinamica non lineare). Linguaggio di scrittura MGT con definizione completa di ogni comando (NODE, BEAM, LINK, etc.) ed esecuzione in modalità batch tramite apposita shell. Ogni parte del database del modello è visualizzabile contemporaneamente in una o più finestre grafiche e in una o più Tabelle in stile MS-Excel (Tabella incidenza nodi, elementi, materiali, carichi, etc.). Ogni modifica si riflette su ogni finestra visualizzata. Cut&Paste sempre disponibile da file ASCII e MS-Excel. Vasta libreria parametrica di sezioni, profili semplici e combinati, profilari UNI, DIN, e molti altri internazionali, sezioni composte acciaio-clc, clc-clc, sezioni qualsiasi gestibili graficamente ed importabili via dxf. Import/Export modelli via dxf. Collegamento con Autodesk Revit Structure. Collegamento con Tekla Structures (in fase di preparazione).

Normativa sismica

Nella definizione implementati in particolare l'Eurocodice 8 e NTC2018: spettri di risposta con combinazioni SRSS, CQC, ABS, combinazione lineare definita dall'utente, analisi sismica statica equivalente, analisi non lineare statica (Pushover), analisi dinamica non lineare. Definizione automatica od utente delle combinazioni sismiche di carico (secondo EC8), delle eccentricità di progetto, delle combinazioni "100:30", trasformazione dei carichi in masse, masse eccentriche, fattore di amplificazione torsionale, attivazione/disattivazione rapida dell'opzione di piano rigido per ogni piano dell'edificio, piano rigido differenziato su "torri gemelle", calcolo reale del centro di rigidezza di ogni piano considerando due sistemi di forze indipendenti. Controllo tabellare dei parametri principali della struttura (masse totali, carichi totali, eccentricità, centri di rigidezza, centri di massa, etc., per piano o globali) per un rapido checkup del modello. Definizione rapida del livello zero del suolo (ground level). Controllo come da normativa (NTC2008 ed Eurocodice) dei risultati dell'analisi (drift di piano, drift globali, drift ammissibili, etc.) indispensabili tra l'altro per la verifica del tipo di comportamento (a telaio, a lame, a nucleo) e dunque dei moltiplicatori dell'azione sismica. Vasta e completa libreria di smorzatori ed isolatori sismici: viscoelastici (alla Maxwell, Kelvin-Voigt, misti), Gap, Hook, Isteretico, Lead-Rubber, Friction Pendulum.

Accelerogrammi differenziati per punto di applicazione (multi-point acceleration).

Analisi dei carichi mobili

L'analisi dei carichi mobili impiega le seguenti normative:

- Eurocodice 1, AASTHO Standard & LRFD, CAN/CSA-S6-00, BS5400 / IRC2000, Norma Cinese, Taiwanese, Giapponese e Coreana.

Il programma implementa diverse schematizzazione di carico o verifiche:

- Carichi generali definiti dall'Utente. Carichi Concentrati e treni di carico. Carichi mobili lungo linee e superfici. Effetti dei carichi combinati ed indipendenti, corsie multiple.
- Direzione di movimento Forward, Backward, Both.
- Linee e superfici di influenza, tracciato dei carichi, involuppo delle sollecitazioni, scenari multipli.
- Vibration analysis per solai in soletta in CA sottile, con verifica dello stato limite di serviceability alle vibrazioni di calpestio.

Analisi non lineari statiche e dinamiche

Il software permette di condurre analisi tipo:

- Statica lineare, non lineare, time-history lineare, nonlineare, P-Delta, Instabilità - Buckling, grandi deformazioni, analisi dinamica modale (autovalori).
- Calore di idratazione, carichi mobili, costruzione per fasi, precompressione, perdite di precompressione, viscosità, ritiro, rilassamento, cedimenti differenziali, load stiffening.
- Instabilità dell'equilibrio: Analisi P-Delta, Analisi di Buckling modale.
- Analisi non lineare per materiale, per geometria (grandi spostamenti) e per elementi di contatto (gap, hook, molle ed elementi solo tensione, solo compressione).
- Metodi di interazione: Newton-Raphson, Arc-length, Displacement control.
- Modelli di plasticità (analisi non lineare statica) per elementi bidimensionali e solidi Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager; Hardening isotropic, kinematics, mixed.
- Plasticità per elementi beam (analisi nonlineare statica -Pushover- e non lineare dinamica) tramite cerniere plastiche concentrate e/o distribuite.
- Plasticità della sezione con modelli skeleton e molteplici modelli di isteresi; opzione di definizione automatica delle cerniere plastiche lungo l'elemento beam per la auto-definizione della lunghezza di plasticizzazione.

- Plasticità della sezione con modelli a fibre (per analisi dinamica non lineare e per analisi quasi-statica); numerosi modelli di comportamento per cls confinato (Takeda e varianti), non confinato, per acciaio (Menegotto-Pinto, etc.), modelli di slip per barre non aderenti, etc.
- Rapida modellazione parametrica di sezioni tipiche di pile da ponte e cassoni in CAP cassoni compositi, sezioni ad anime “corrugate”.
- Formulazione dell’elemento finito inelastico “beam-column” in “Forze” (matrice di “flessibilità”), secondo la formulazione di Filippou-Spacone (Berkeley).
- Molle elastoplastiche $F_x, F_y, F_z, R_x, R_y, R_z$, con molteplici modelli di isteresi.
- Elementi biella (truss) elastoplastici con molteplici modelli di isteresi.
- Modelli generali di smorzatori ed Isolatori sismici per analisi dinamiche non lineari: viscoelastic damper, gap, hook, hysteretic system, lead rubber bearing, friction pendulum.
- Generazione di molle e smorzatori non lineari con molteplici modelli di isteresi.
- Analisi statica nonlineare “Pushover” anche con cerniere inelastiche con curva di comportamento momento-curvatura ottenuta mediante modellazione “a Fibre” della sezione effettiva di calcestruzzo, staffe e armatura longitudinale.

Opzioni avanzate di analisi dinamica

Ad integrazione delle analisi non lineari statiche e dinamiche, il software solutore introduce:

- Linear Time History Analysis: modale (transiente, periodico) con elementi linearmente elastici.
- Analisi Modale Nonlineare con la presenza di smorzatori ed integrazione diretta (transiente).
- NonLinear Time History Analysis: integrazione diretta con elementi lineari e completamente nonlineari (cerniere plastiche, boundaries nonlineari, links, etc.).
- Time integration parameters: Newmark (constant acc., Linear, user input).
- Stepsize sub-division, adaptive stepsize control.
- Diverse tipologie di smorzamento.
- Forzanti qualsiasi definibili dall’utente, sinusoidali, periodiche e non.
- FFT (Trasformata veloce di Fourier).
- Generazione di spettri di risposta da accelerogrammi.
- Carichi nodali dinamici (variabili nel tempo secondo forzanti qualsiasi).
- Load case (casi di carico) dinamici (variabili nel tempo secondo forzanti qualsiasi).
- Multiple support excitation: applicazione di accelerogrammi sismici differenziati sui vincoli della struttura.
- Il più completo bouquet di algoritmi di estrazione autovalori tra i software commerciali (Ritz vectors, Subspace iteration, Lanczos) con il controllo Sturm Sequence Check.
- Opzione di masse concentrate e distribuite (matrice di massa). Pratica funzione di offset delle masse.

Progetto sezioni acciaio, calcestruzzo armato, c.a.p.

Le analisi delle sezioni in acciaio, calcestruzzo armato e C.A.P. sono eseguite in osservanza dei seguenti codici normativi implementati all’interno del programma:

- Eurocodice 2 (sezioni in calcestruzzo): sia progetto che verifica agli SLU e SLE secondo la versione più recente dell’EC.
- Eurocodice 3 (profili standard UNI, DIN, etc., in acciaio): sia progetto che verifica agli SLU e SLE secondo la versione più recente dell’EC.
- Altri Codici implementati e correntemente mantenuti alle ultime versioni: AASHTO LRFD02, AASHTO LFD/ASD, AISC, BS5950-90, ACI 318-02, CSA-S6-00, IRC 21-2000, JTJ023-85/JTJ023-86, Japan Bridge Specs., TWN-BRG-LSD/ASD, Korean Bridge Specs.

Discretizzazione automatica

Il software possiede un modulo per la discretizzazione automatica per aree piane, in grado di valutare nodi interni, intersezioni con muri, pareti ed aperture. Questo strumento permette di sviluppare mesh strutturate connettendo elementi già discretizzati.

Soil-structure analysis

L'analisi terreno-struttura avviene considerando molle generalizzate, lineari e non-lineari, elastoplastiche con hardening, cedimenti differenziati del terreno applicabili non contemporaneamente nello stesso modello.

Ulteriori caratteristiche del software

- Set di solutori adeguato alla potenza del software: è presente anche il Multi Frontal Sparse Gaussian; possibilità di utilizzare multi processori.
- FEM "general purpose" (truss, general beam, plate, solid, cable, tension only, compression only, hook, gap, plane stress, plane strain, axisymmetric), vasta libreria di vincoli, molle bi-uni direzionali, definizione di molle "accoppiate" (con matrice 6x6), links generali, alla Winkler.
- Vincoli direzionali.
- Plate end release (possibilità di release di moment, tagli, sforzi normali).
- Elemento finito beam tapered (a sezione variabile sia nel piano verticale che orizzontale) con variazione della sezione dal nodo i al nodo j definibile in modo lineare, parabolico, cubico.
- Esclusivo elemento finito di tipo Wall, per la definizione di pareti resistenti a forze orizzontali, di tipo bidimensionale (analogamente ai plate element) ma con definizione diretta dei parametri di sollecitazione (N, T, M) invece delle tensioni. L'elemento wall è combinabile con altri elementi per formare forme complesse (nuclei scale, ascensore, pareti curve o complesse) ed esprime i parametri di sollecitazione sia per singolo componente sia globalmente sull'intera sezione creata.
- Elementi plate sottili (Kirchoff) e spessi (Mindlin-Reissner) a comportamento differenziato membranale e flessionale.
- 6° DOF ("drilling DOF") attivo o disattivo.
- Piastre ortotrope definibili in vari modi: variando il modulo E_x ed E_y , variando lo spessore h_x e h_y , definendo l'esatta geometria in presenza di ribs (irrigidimenti), inferiori o superiori, di forma parametrica e generalizzata.
- Elementi eccentrici mediante definizione di offset sui nodi liberi (e_x , e_y , e_z) o parametrici (top section, bottom section, left section, right section combinabili tra loro).
- Fattori di scala delle rigidezze, armature di rinforzo delle sezioni PSC per il contributo in rigidezza (gestione completa in tutte le fasi di costruzione).
- Vasta libreria di comandi grafici per la costruzione del modello.
- Funzione di autogenerazione (Wizard) dei modelli di strutture più comuni.
- Vasta libreria di tipiche sezioni parametriche a cassone completamente configurabili e parametriche.
- Sezioni composte acciaio-clc, clc-clc, sezioni combinate, profili tipici per pile.
- Generazione tramite spc ed import (dxf) di sezioni qualsiasi generiche visualizzabili graficamente.
- Offset generalizzato delle sezioni.
- Wizards per la generazione di modelli 2D/3D di ponti a soletta, a telaio, scatolari.
- Sistemi di vincolo diversi per diversi sistemi di carico e di analisi.
- Masse nodali e masse ricavate dai carichi con coefficienti di combinazione Psi.

5.1.2 VCASLU

Software gratuito per la verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU) di sezioni generiche in C.A. e C.A.P.
Versione 7.7 del 30/08/2011.

5.2 MODELLO STRUTTURALE

Il modello strutturale rispecchia la reale geometria della struttura e le sue condizioni di vincolo.

I vincoli scorrevoli in appoggio presenti vengono schematizzati con link elastici i quali permettono lo spostamento in direzione longitudinale e trasversale al ponte con una resistenza tale da simulare realisticamente le caratteristiche dell'appoggio.

L'impalcato è stato modellato anch'esso con elementi beam assumendo che durante il sisma rimanga in campo elastico.

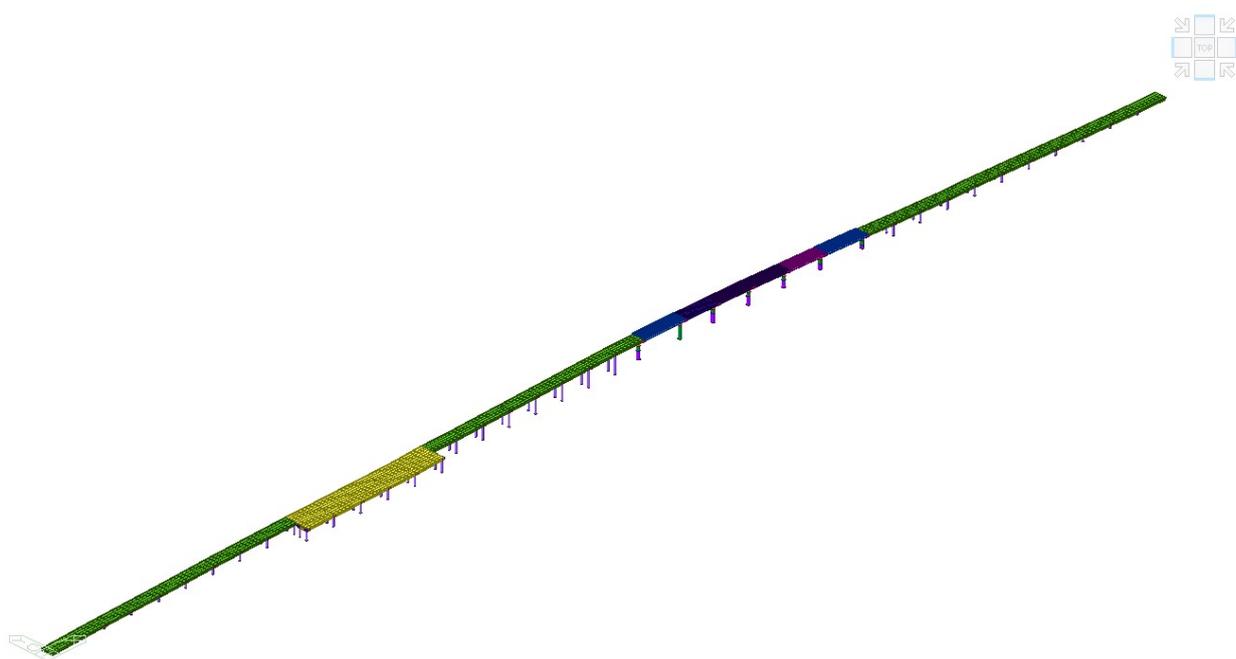


Figura 31 – Vista del modello agli elementi finiti

Il modello fem è stato realizzato quindi utilizzando solamente elementi beam. Alle pile è stata assegnata una sezione variabile tra la base e la sommità, in modo da simulare la reale geometria dell'elemento. L'impalcato è stato realizzato con un unico elemento beam la cui sezione è stata importata affinché abbia la stessa geometria rilevata durante il rilievo geometrico del ponte.

5.3 CALCOLO RIGIDEZZA APPOGGI

La schematizzazione dei sistemi di appoggio sulle pile viene realizzata nella modellazione fem con l'utilizzo di elastic link in cui viene assegnata un'opportuna rigidezza calcolata.

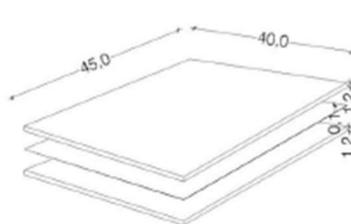
Le diverse rigidezze degli appoggi elastomerici sono state calcolate secondo norma UNI EN 1337-3 del 2005.

- K_v rigidezza verticale
- K_h rigidezza orizzontale
- K_{ab} rigidezza flessionale lungo l'asse longitudinale y

- $K_{\alpha\alpha}$ rigidezza flessionale lungo l'asse trasversale z

La rigidezza torsionale è assunta pari a 0.

APPOGGIO IN NEOPRENE
IMPALCATO CORTO
N. 2 STRATI GOMME NEOPRENE SP. 12 mm
N. 1 LAMIERINI ACCIAIO SP. 1 mm



$$v_c = F_z \times \left[\frac{T_e}{A'} \times \left(\frac{1}{5 \times G \times S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) \right] [\text{mm}]$$

$$C = \frac{v_c}{F_z} = 4,2 \cdot 10^{-7} [\text{mm}/\text{N}]$$

$$K_v = \frac{1}{C} = 2.38 \cdot 10^6 [\text{N}/\text{mm}] \quad K_H = \frac{G \cdot A}{T_e} = 5833 [\text{N}/\text{mm}]$$

$$K_{\alpha b} = \frac{G \cdot a'^5 \cdot b'}{n \cdot t_1^3 \cdot K_s} = 1,12 \cdot 10^{10} [\text{N} \cdot \text{m}]$$

$$K_{\alpha\alpha} = \frac{G \cdot a' \cdot b'^5}{n \cdot t_1^3 \cdot K_s} = 9,23 \cdot 10^{10} [\text{N} \cdot \text{mm}]$$

UNI EN 1337-3 (2005)

Figura 32 Esempio di calcolo secondo UNI EN 1337-3

Assegnando una rigidezza molto elevata alla direzione ortogonale, e considerando quanto segue:

- Dimensioni appoggio neoprene: 320x320mm
- Spessore neoprene di circa 3.5 cm: $t = 35 \text{ mm}$
- Modulo di taglio $G = 1 \text{ MPa}$

Si ottiene per gli appoggi considerati una rigidezza pari a $K = 2925 \text{ N/mm} = 2.93 \text{ kN/mm}$.



Figura 33 Appoggi in neoprene - Rampa A

5.4 APPLICAZIONE DEI CARICHI

Il peso proprio viene assegnato automaticamente dal programma di calcolo così come la variazione termica; i pesi permanenti portati vengono applicati direttamente agli elementi beam dell'impalcato.

5.5 APPLICAZIONE DELLE MASSE

I carichi gravitazionali vengono convertiti in masse dal software FEM in modo automatico e applicate ai nodi. Per una migliore distribuzione delle masse si può notare come gli elementi beam delle campate siano stati suddivisi in più elementi al fine di rendere più uniforme la distribuzione delle masse sull'impalcato.

6 VERIFICA DELLA SOLETTA

Gli impalcati presentano diversi tipi di solette con spessori ed armatura diversa. Lo spessore varia infatti da 10cm per gli impalcati di *tipo B* a 14cm per gli impalcati di *tipo A*. L'armatura che si legge dai disegni di progetto originari vari dall'utilizzo di barre $\phi 12$ a barre $\phi 8$ per interassi tra le travi maggiori.

Nelle verifiche, lo schema di carico è quello indicato dalle NTC18 al §5.1.3.3.3 secondo lo schema di carico 2.

Nel seguito verrà eseguita la modellazione dell'intero impalcato per le campate di *tipo A* essendo esse quelle ad interasse maggiore e di campi 5mx5m per gli altri impalcati aventi interasse netto tra le travi molto ridotti.

6.1 IMPALCATO TIPO A

Per la tipologia in questione si ha un interasse tra le travi pari ad $i = 1.80m$ ed una luce netta tra le travi pari a $i_{net} = 1.40m$.

Nel seguito si analizza dunque l'elemento e le sollecitazioni agenti prima allo stato di fatto ed inseguito allo stato di progetto.

6.1.1 STATO DI FATTO

Allo stato di fatto la soletta misura uno spessore pari a $sp = 14cm$ ed è armata con $4\phi 12/ml$ inferiormente e superiormente. L'elemento è modellato attraverso un elemento *plate* di spessore costante vincolato sulle travi attraverso appoggi semplici. Tale scelta di vincolo, a favore di sicurezza, fornisce i valori di momento flettente maggiore. Infine, a seguito di un processo di mesh automatica con elementi di dimensione pari a 10cm, si sono applicate le pressioni generate dal carico concentrato $F = 200kN$.

A tal proposito, su indicazione di quanto riportato al §5.1.3.3.6 delle NTC18, i carichi dello schema 2 "si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante".

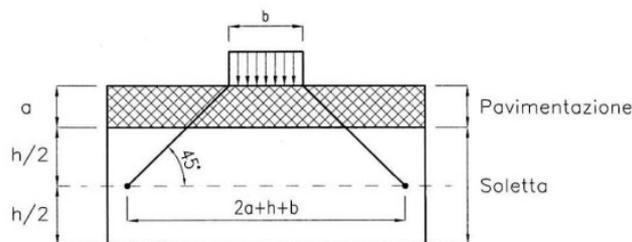


Figura 34 Schema di diffusione dei carichi

Si calcola dunque la tensione uniforme sull'impronta:

$$l_1 = l_0 + 2a + h = 600 + 2 \cdot 100 + 140 = 940mm$$

$$l_2 = l_0 + 2a + h = 350 + 2 \cdot 100 + 140 = 690mm$$

Il valore di tensione vale dunque:

$$\sigma_{qk} = \frac{200\,000\,N}{940 \cdot 690\,mm^2} = 0.31\,MPa$$

Considerando, tuttavia, la mesh generata di dimensione 10x10 cm, si distribuisce tale tensione su un'area approssimata di $900 \times 700\,mm^2$. La tensione risultante vale dunque:

$$F = \frac{200000}{900 \cdot 700} = 0.32 \text{ MPa}$$

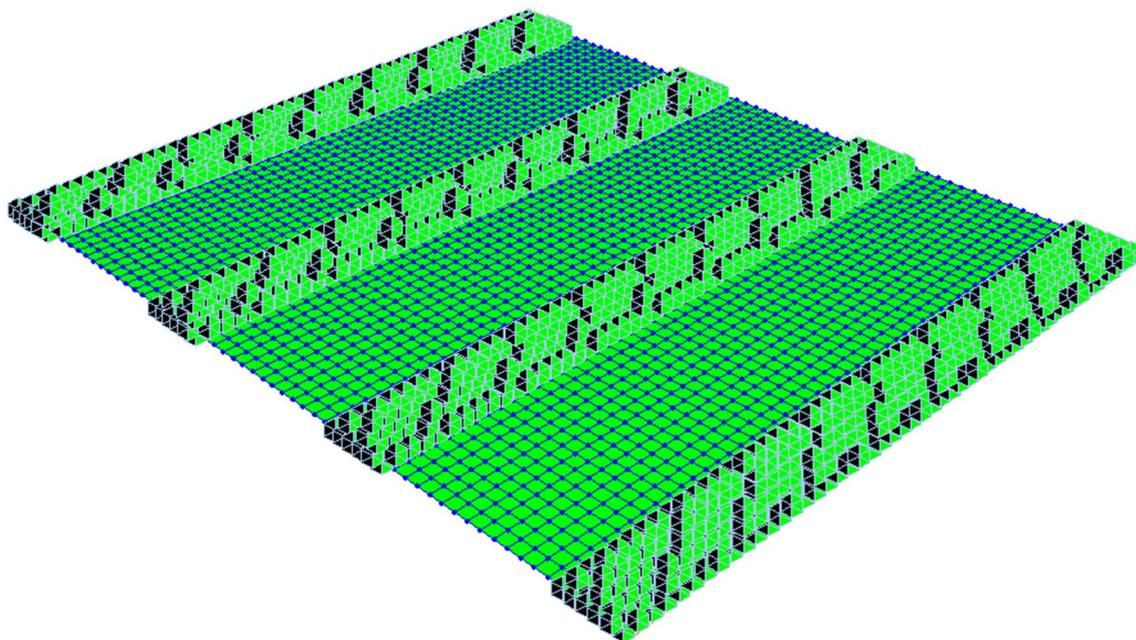


Figura 35 Modello plate della soletta - impalcato tipo A

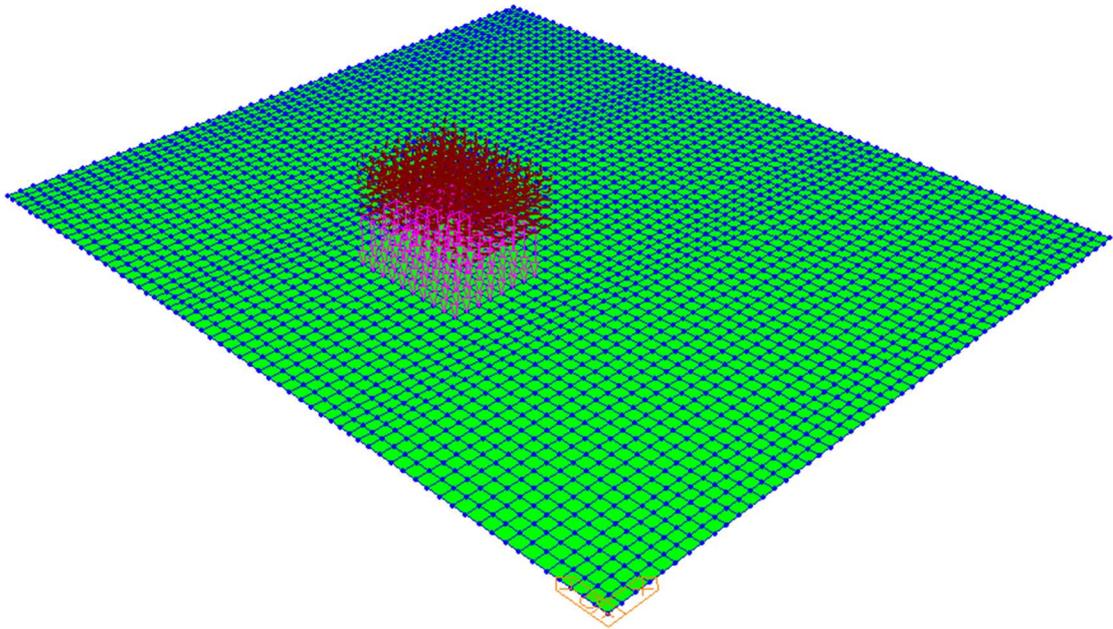


Figura 36 Combinazione di carico C1

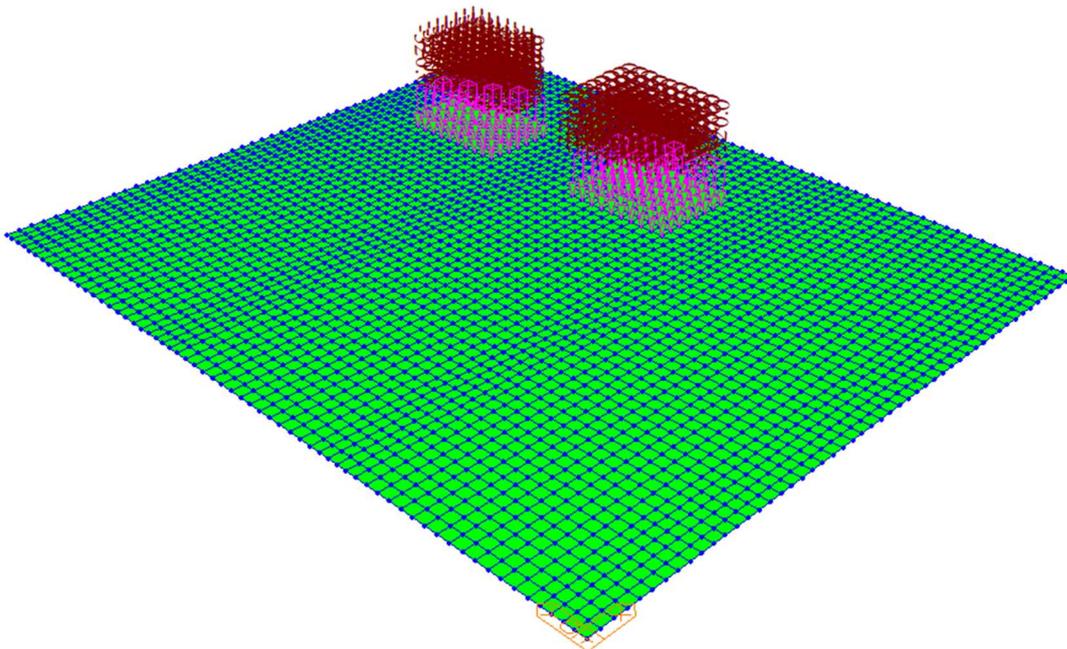


Figura 37 Combinazione di carico C2

6.1.1.1 **RISULTATI**

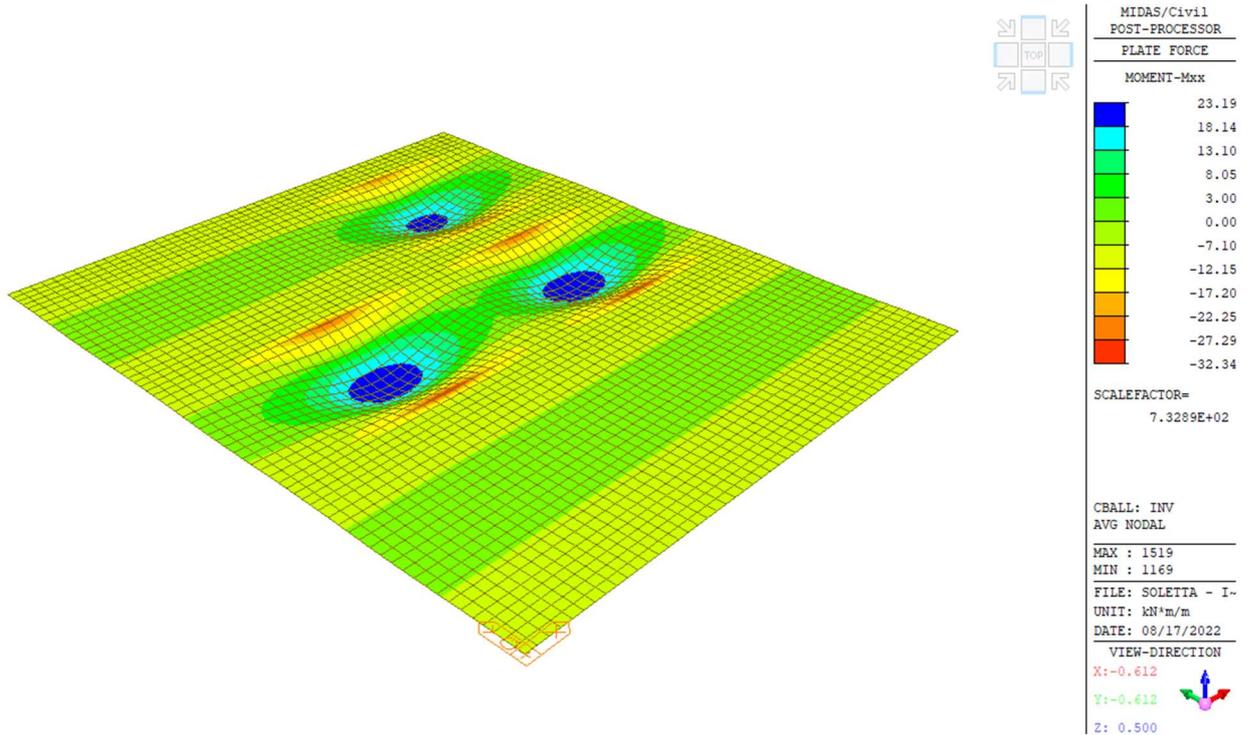


Figura 38 Diagramma di involucro dei momenti M_{xx}

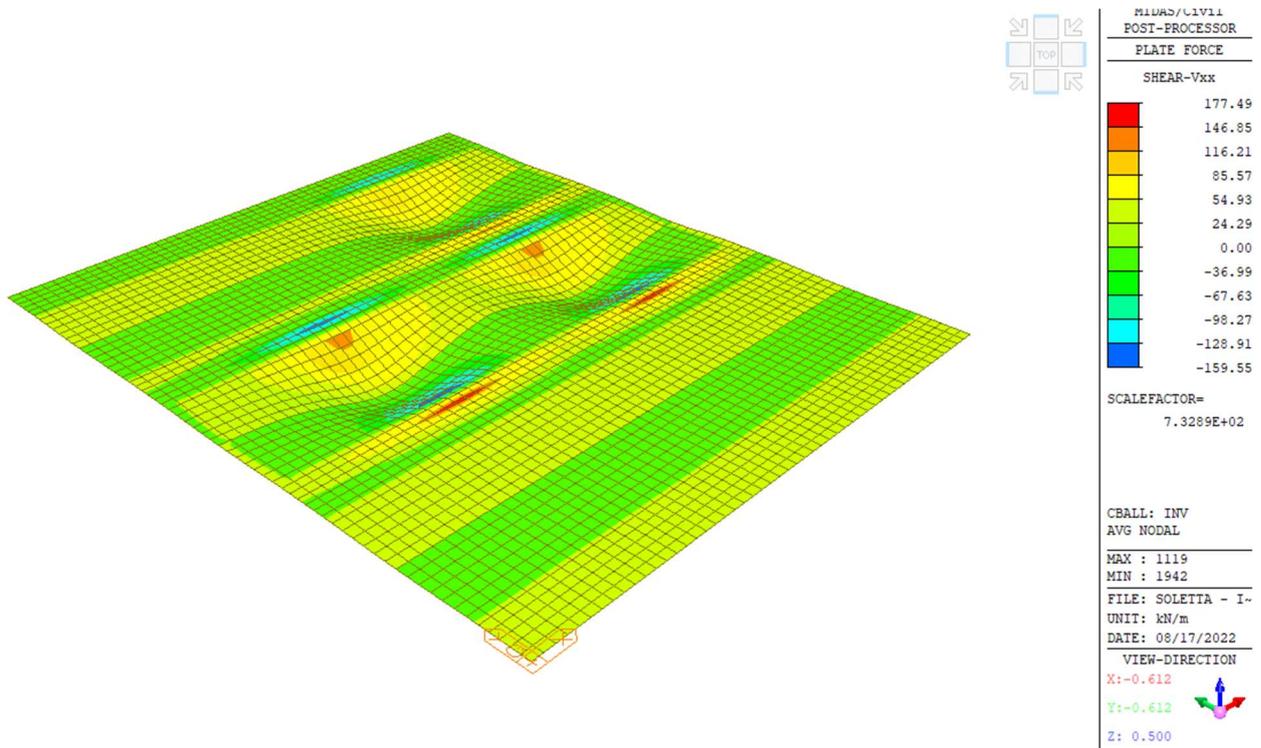


Figura 39 Diagramma di involucro dei tagli V_{xx}

6.1.1.2 **VERIFICA A FLESSIONE**

Si verifica dunque la sezione della soletta sia a momento.

Relazione di adeguamento strutturale

Titolo: []

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	14	1	4,52	1
			2	4,52	12

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali: acciaio C35/45
 ε_{su}: 67,5‰ ε_{c2}: 2‰
 f_{yd}: 313,8 N/mm² ε_{cu}: 3,5‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 19,44
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,569‰ σ_{c,adm}: 13,5
 σ_{s,adm}: 0 N/mm² τ_{co}: 0,8
 τ_{c1}: 2,257

Calcolo: M_{Rd}: 16,51 kNm
 σ_c: -19,44 N/mm²
 σ_s: 313,8 N/mm²
 ε_c: 3,5‰
 ε_s: 39,94‰
 d: 12 cm
 x: 0,966 x/d: 0,08057
 δ: 0,7

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

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 40 Momento resistente della soletta

Il momento resistente così calcolato è inferiore del momento agente $M_{Ed} = 23.19 \text{ kNm}$.

Il fattore di sicurezza vale: $M_{Rd}/M_{Ed} = 0.71$

6.1.1.3 VERIFICA A TAGLIO

6.1.1.3.1 ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO §4.1.2.3.5.1 – NTC18

Si utilizza in prima istanza la formulazione per il calcolo della resistenza a taglio di elementi privi di armatura a taglio secondo quanto indicato dalle NTC18.

VERIFICA A TAGLIO SENZA ARMAURE TRASVERSALI (NTC 2018)			
Significato dei simboli	Parametro	Valore	u.d.m.
Altezza utile della sezione in cls	d	125.00	mm
Larghezza minima della sezione in cls	b _w	1000.00	mm
Classe di calcestruzzo		C35/45	
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}	37.35	MPa
Resistenza a trazione media	f _{ctm}	3.35	MPa
Coefficiente di sicurezza	γ _c	1.50	-
Acciaio di armatura		B450C	
Tensione di snervamento caratteristica	f _{yk}	450.00	
Armatura longitudinale di calcolo	A _{sl}	628.32	mm²
armatura longitudinale in zona tesa minima	A _{s,min}	242.10	mm²
Armatura massima	A _{s,min}	5000.00	
Valore di calcolo dello sforzo normale agente	N _{ed}	0.00	N
-	k	2.00	-
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ	0.005	-
Tensione media di compressione sulla sezione	σ _{cp}	0.00	MPa
-	v _{min}	0.61	MPa
Resistenza a taglio di progetto	V _{rd}	79.73	kN
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V _{ed}	123.00	kN
Non verificato	V _{ed} /V _{rd}	1.54	-

La formulazione, eccessivamente conservativa, non soddisfa la sollecitazione di progetto.

6.1.1.3.2 ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO §6.3.5.2 – LLGG20

La verifica a taglio per elementi non armati a taglio in cui è assente dunque la presenza di staffe o ferri piegati è eseguita secondo quanto indicato al §6.3.5.2 delle LLGG2020 che permette di utilizzare una formulazione semplificativa e conservativa delle SIA 262.

$$V_{Rd} = 0.3 \frac{\sqrt{f_{ck}/FC} b_w d}{\gamma_c (1 + 0.0022d)}$$

Considerando dunque:

- $f_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica del cls sulla base delle indagini eseguite e delle specifiche di progetto indicate nella relazione dell'epoca;
- $d = 125 \text{ mm}$ altezza utile della sezione;
- $b_w = 1000 \text{ mm}$ fascia di 1m di soletta;
- $\gamma_c = 1.5$ fattore di sicurezza per il cls;
- $FC = 1.2$

Si ottiene una resistenza pari a $V_{Rd} = 109.3 \text{ kN}$. La formula restituisce una resistenza a taglio maggiore, tuttavia la verifica non risulta ancora verificata:

$$IS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = 0.68$$

6.1.2 STATO DI PROGETTO

Visto lo spessore esiguo dell'elemento, si prevede d'intervenire rinforzandolo strutturalmente attraverso un ringrosso in CA di 5cm, questo sarà opportunamente inghisato ed ancorato alla soletta esistente in modo da garantire un corretto comportamento solidale tra i due.

In particolare, verrà eseguita una scarifica della soletta esistente per uno spessore di 3cm, e verrà dunque eseguito un getto integrativo di spessore totale di 8cm.

In situazione di progetto si considera un'impronta di carico diffusa attraverso il solo strato di pavimentazione stradale.

$$l_1 = l_0 + 2a + h = 600 + 2 \cdot 100 + 190 = 990 \text{ mm}$$

$$l_2 = l_0 + 2a + h = 350 + 2 \cdot 100 + 190 = 740 \text{ mm}$$

Considerando dunque elementi mesh di lato pari a 10cm si approssima l'impronta di carico con un'area pari a 1000 x 700 mmq.

La tensione vale dunque:

$$\sigma_{qk} = \frac{200\,000 \text{ N}}{1000 \cdot 700 \text{ mmq}} = 0.28 \text{ MPa}$$

6.1.2.1 **RISULTATI**

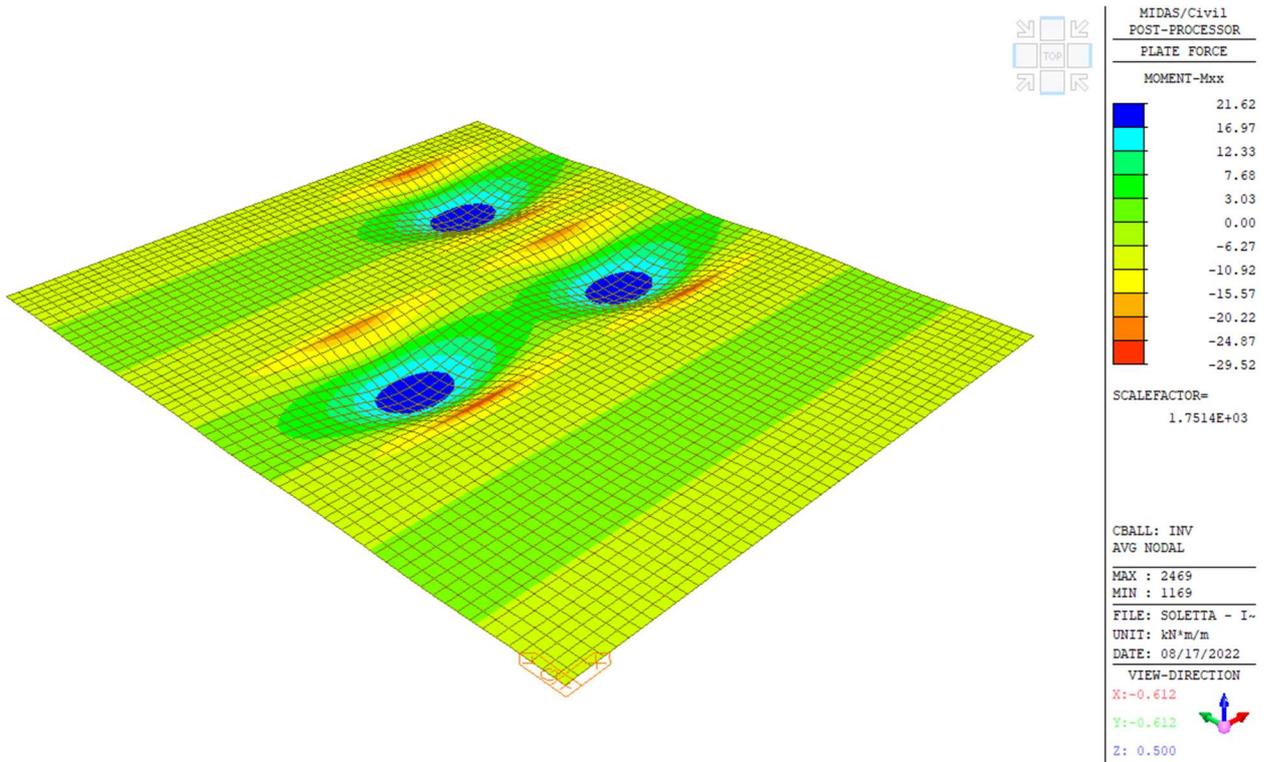


Figura 41 Diagramma di involucro dei momenti M_{xx}

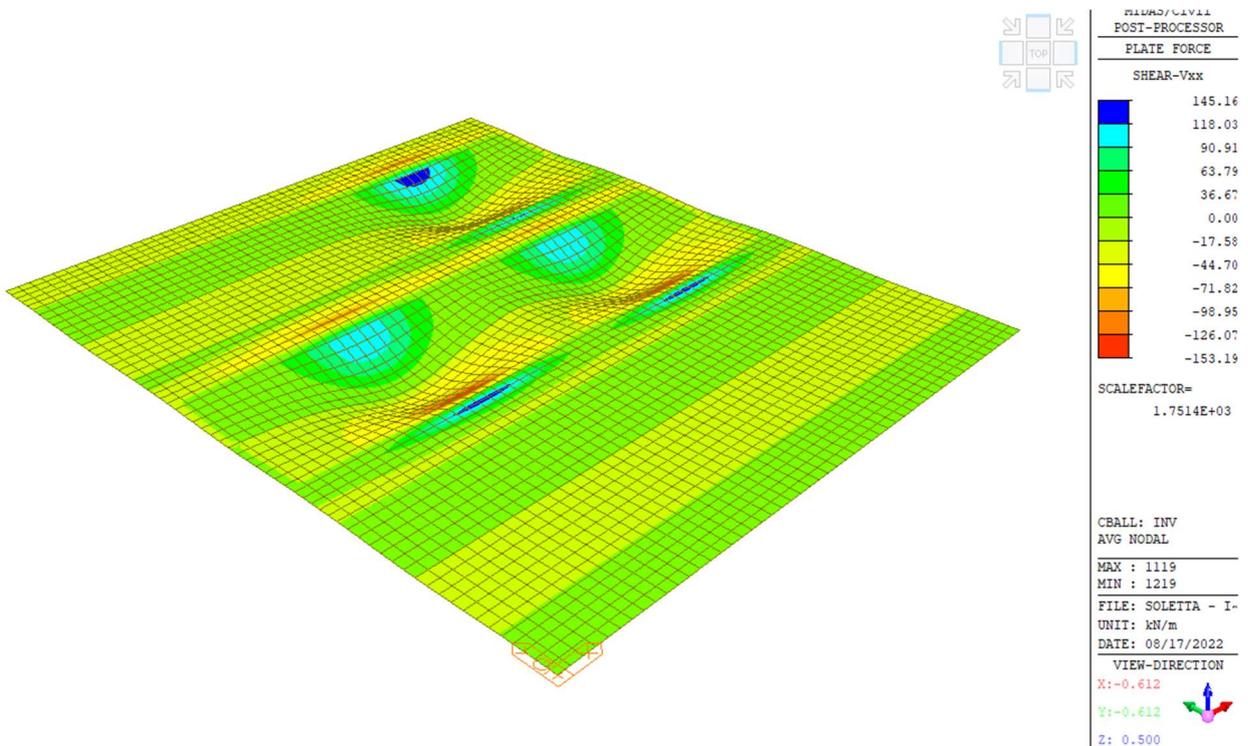


Figura 42 Diagramma di involucro dei tagli V_{xx}

6.1.2.2 **VERIFICA A FLESSIONE**

Si verifica nuovamente il momento resistente della soletta in direzione trasversale.

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	19	1	4,52	6
			2	4,52	12

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 acciaio C35/45
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 313,8 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,44 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ‰
 ε_{syd} 1,569 ‰ σ_{c,adm} 13,5 ‰
 σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,8 ‰
 τ_{c1} 2,257 ‰

M_{xRd} 23,4 kN m
 σ_c -19,44 N/mm²
 σ_s 313,8 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 19,84 ‰
 d 12 cm
 x 1,799 x/d 0,1499
 δ 0,7

Figura 43 Calcolo del momento resistente trasversale MRdx

Il momento resistente è maggiore del momento agente e la verifica è dunque soddisfatta con un fattore di sfruttamento

$$IS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 23.4/21.62 = 1.08$$

6.1.2.3 VERIFICA A TAGLIO

6.1.2.3.1 ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO §4.1.2.3.5.1 – NTC18

VERIFICA A TAGLIO SENZA ARMAURE TRASVERSALI (NTC 2018)			
Significato dei simboli	Parametro	Valore	u.d.m.
Altezza utile della sezione in cls	d	165.00	mm
Larghezza minima della sezione in cls	b _w	1000.00	mm
Classe di calcestruzzo		C35/45	
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}	37.35	MPa
Resistenza a trazione media	f _{ctm}	3.35	MPa
Coefficiente di sicurezza	γ _c	1.50	-
Acciaio di armatura		B450C	
Tensione di snervamento caratteristica	f _{yk}	450.00	
Armatura longitudinale di calcolo	A _{sl}	628.32	mm²
armatura longitudinale in zona tesa minima	A _{s,min}	319.57	mm²
Armatura massima	A _{s,max}	6600.00	
Valore di calcolo dello sforzo normale agente	N _{ed}	0.00	N
-	k	2.00	-
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ	0.004	-
Tensione media di compressione sulla sezione	σ _{cp}	0.00	MPa
-	v _{min}	0.61	MPa
Resistenza a taglio di progetto	V _{rd}	99.83	kN
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V _{ed}	133.00	kN
Non verificato	V _{ed} /V _{rd}	1.33	-

Anche in questo caso la formula risulta eccessivamente conservativa.

6.1.2.3.2 ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO §6.3.5.2 – LLGG20

$$V_{Rd} = 0.3 \frac{\sqrt{f_{ck}} b_w d}{\gamma_c (1 + 0.0022d)}$$

Considerando dunque:

- $f_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica del cls;
- $d = 175 \text{ mm}$ altezza utile della sezione;
- $b_w = 1000 \text{ mm}$ fascia di 1m di soletta;
- $\gamma_c = 1.5$ fattore di sicurezza per il cls;

Si ottiene una resistenza pari a $V_{Rd} = 154 \text{ kN}$. La verifica risulta dunque soddisfatta ed il fattore di sfruttamento vale:

$$IS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = \frac{154}{153.19} = 1.00$$

6.2 IMPALCATO TIPO B

6.2.1 STATO DI FATTO

L'impalcato di tipo B è realizzato da 12 travi ed una soletta di spessore pari a 10cm. L'interasse tra le travi è pari a 75cm mentre l'interasse netto è pari a 34cm. Visto l'interasse molto ridotto, si considera una sola combinazione di carico riferita ad una ruota dell'asse tandem da 400kN posta in mezzera alla luce netta trave-trave.

Stante quanto sopra riportato in merito alla mesh, si calcola la tensione generata dal carico specifico su un'area approssimata di 900 x 600 mmq:

$$\sigma = \frac{200000}{900 \cdot 600} = 0.37 \text{ MPa}$$

Si riportano i diagrammi di sollecitazione nella direzione d'interesse (asse locale dell'elemento plate).

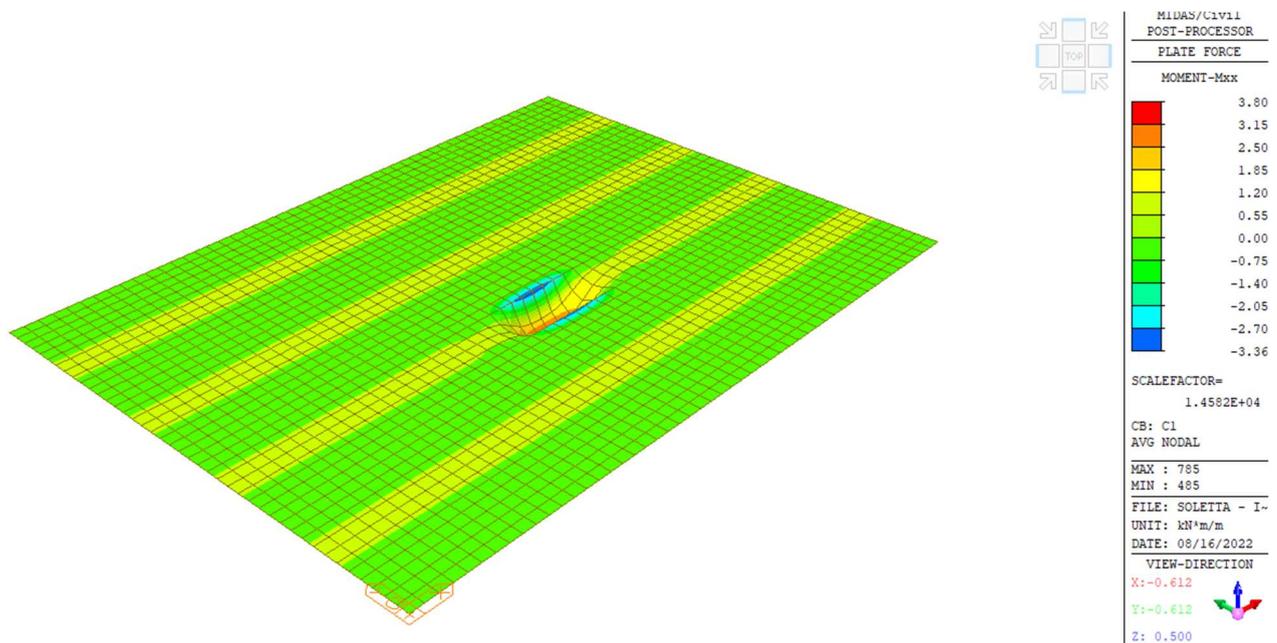


Figura 44 Diagramma di momento Mxx

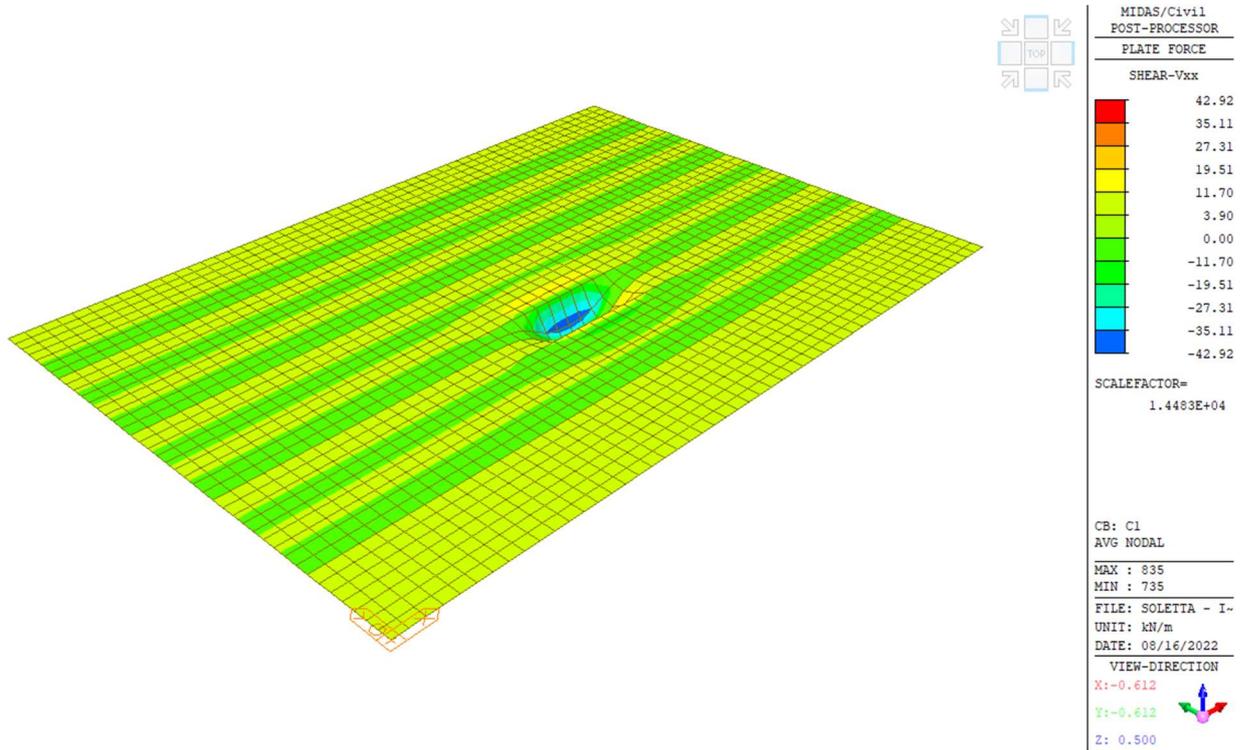


Figura 45 Diagramma di taglio Vxx

6.2.1.1 VERIFICA A FLESSIONE

La soletta dell'impalcato considerato è armata con 4 $\phi 8/ml$ inferiormente e superiormente.

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	10	1	2,01	2
			2	2,01	8

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 FeB38k C35/45
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 326,1 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 1,944
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,631 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13,5
 $\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

M_{xRd} 4,311 kN m
 σ_c -1,944 N/mm²
 σ_s 326,1 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 7,844 ‰
 d 8 cm
 x 2,468 x/d 0,3085
 δ 0,8257

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 46 Calcolo del momento resistente

Il momento resistente pari a $M_{Rd} = 4.31kNm$ risulta maggiore del momento agente e la verifica risulta soddisfatta.

$$IS = M_{Rd}/M_{Ed} = 1.13$$

6.2.1.2 VERIFICA A TAGLIO

$$V_{Rd} = 0.3 \frac{\sqrt{f_{ck}/FC} b_w d}{\gamma_c (1 + 0.0022d)}$$

Considerando dunque:

- $f_{ck} = 37.35 MPa$ resistenza caratteristica del cls sulla base delle indagini eseguite e delle specifiche di progetto indicate nella relazione dell'epoca;
- $d = 80 mm$ altezza utile della sezione;
- $b_w = 1000 mm$ fascia di 1m di soletta;
- $\gamma_c = 1.5$ fattore di sicurezza per il cls;
- $FC = 1.2$

Si ottiene una resistenza pari a $V_{Rd} = 76.06kN$. La verifica risulta dunque soddisfatta:

$$IS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = 1.76$$

6.3 IMPALCATO TIPO C

6.3.1 STATO DI FATTO

L'impalcato di tipo C è realizzato da 9 travi completate da una soletta avente spessore pari a 14cm. L'interasse tra le travi è pari a 1m e la luce netta della soletta misura 60cm.

Per la soletta considerata si sono modellate due combinazioni di carico: una realizzata da una sola ruota da 200kN in mezzeria del campo ed una realizzata invece dal tandem completo posta a cavallo della trave.

Si calcola dunque la tensione uniforme sull'impronta:

$$l_1 = l_0 + 2a + h = 600 + 2 \cdot 100 + 140 = 940mm$$

$$l_2 = l_0 + 2a + h = 350 + 2 \cdot 100 + 140 = 690 mm$$

Considerando, ancora una volta, la mesh generata di dimensione 10x10 cm, si distribuisce tale tensione su un'area approssimata di 900 x 700 mmq. La tensione risultante vale dunque:

$$F = \frac{200000}{900 \cdot 700} = 0.32 MPa$$

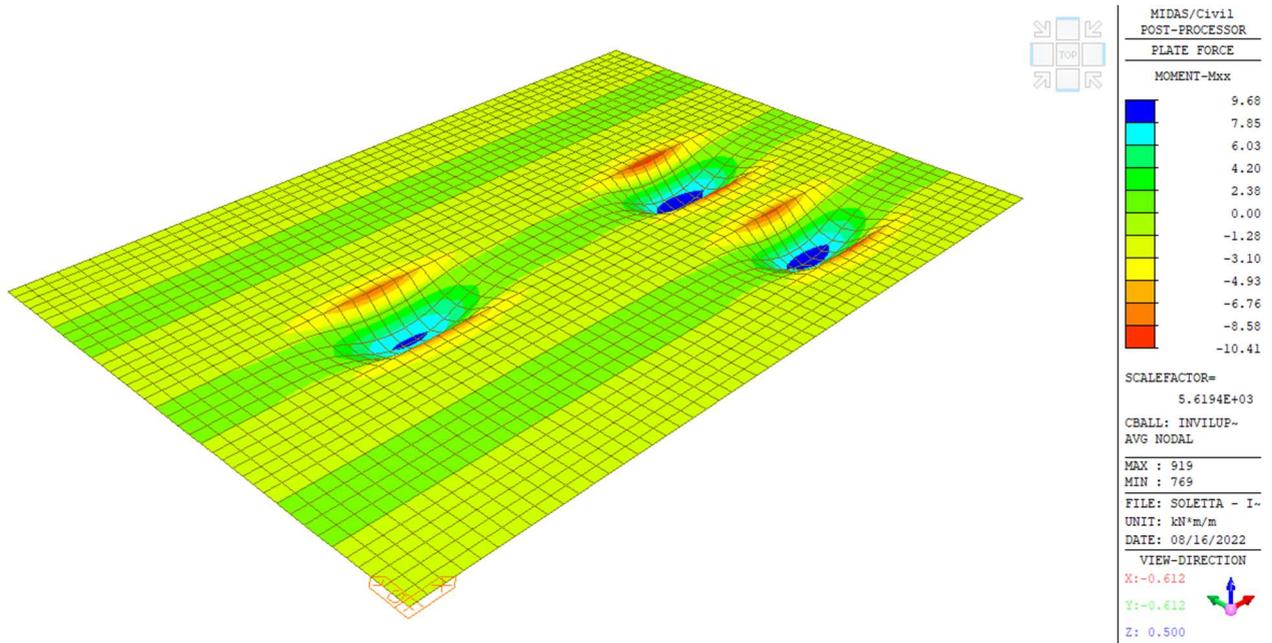


Figura 47 Inviluppo dei diagrammi di momento Mxx

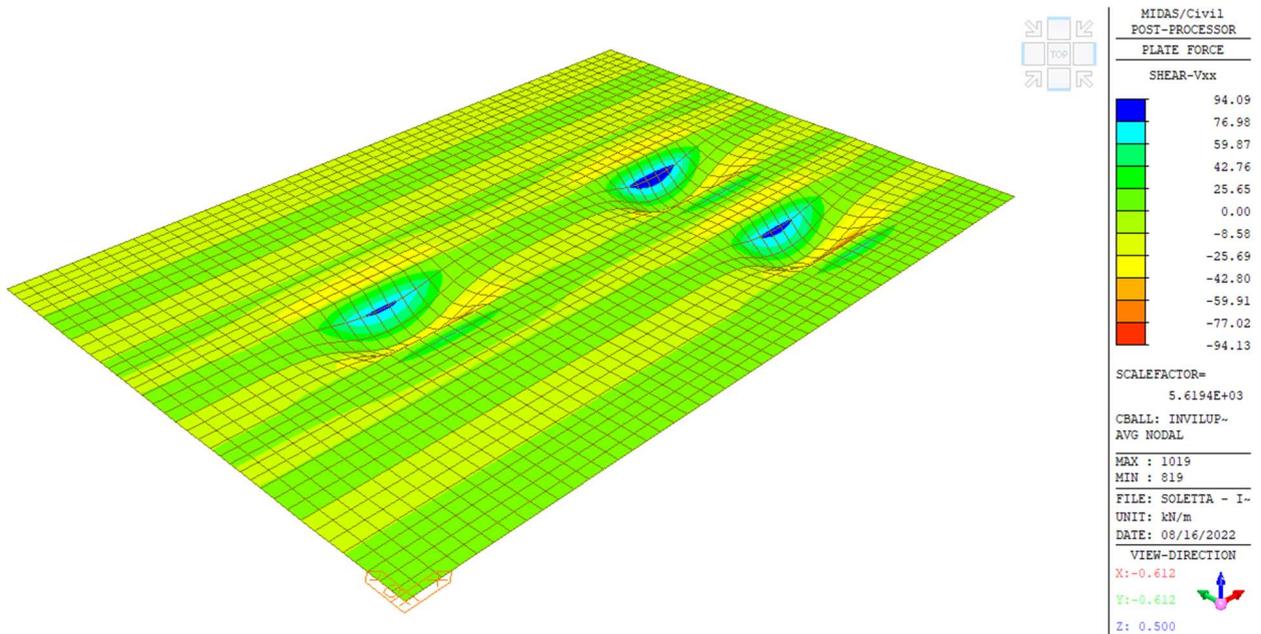


Figura 48 Inviluppo dei diagrammi di taglio Vxx

6.3.1.1 VERIFICA A FLESSIONE

Dai disegni di progetto pervenuti si deduce che la soletta è armata con $4\phi 10/ml$ inferiormente e superiormente.

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	14

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,14	2
2	3,14	12

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

FeB38k	C35/45
ε _{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="326,1"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3,5"/> ‰
E _s <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="1,944"/> ‰
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0,8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1,631"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="13,5"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="215"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0,8"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="2,257"/>

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

Figura 49 Calcolo del momento resistente

Il momento resistente pari a $M_{Rd} = 10.61 kNm$ risulta maggiore del momento agente. La verifica è soddisfatta.

$$IS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.02$$

6.3.1.2 VERIFICA A TAGLIO

$$V_{Rd} = 0.3 \frac{\sqrt{f_{ck}/FC} b_w d}{\gamma_c (1 + 0.0022d)}$$

Considerando dunque:

- $f_{ck} = 37.35 MPa$ resistenza caratteristica del cls sulla base delle indagini eseguite e delle specifiche di progetto indicate nella relazione dell'epoca;
- $d = 125 mm$ altezza utile della sezione;
- $b_w = 1000 mm$ fascia di 1m di soletta;
- $\gamma_c = 1.5$ fattore di sicurezza per il cls;
- $FC = 1.2$

Si ottiene una resistenza pari a $V_{Rd} = 109.3 kN$. La verifica risulta dunque soddisfatta.

$$IS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = 1.16$$

6.4 IMPALCATO TIPO D

6.4.1 STATO DI FATTO

L'impalcato di *tipo D* vede travi aventi interasse 114cm ed una luce netta dei campi della soletta pari a $i_{net} = 73cm$.

Poiché non si hanno variazioni nello spessore della soletta, la pressione di carico generato dal tandem vale, come sopra, $\sigma = 0.32 MPa$.

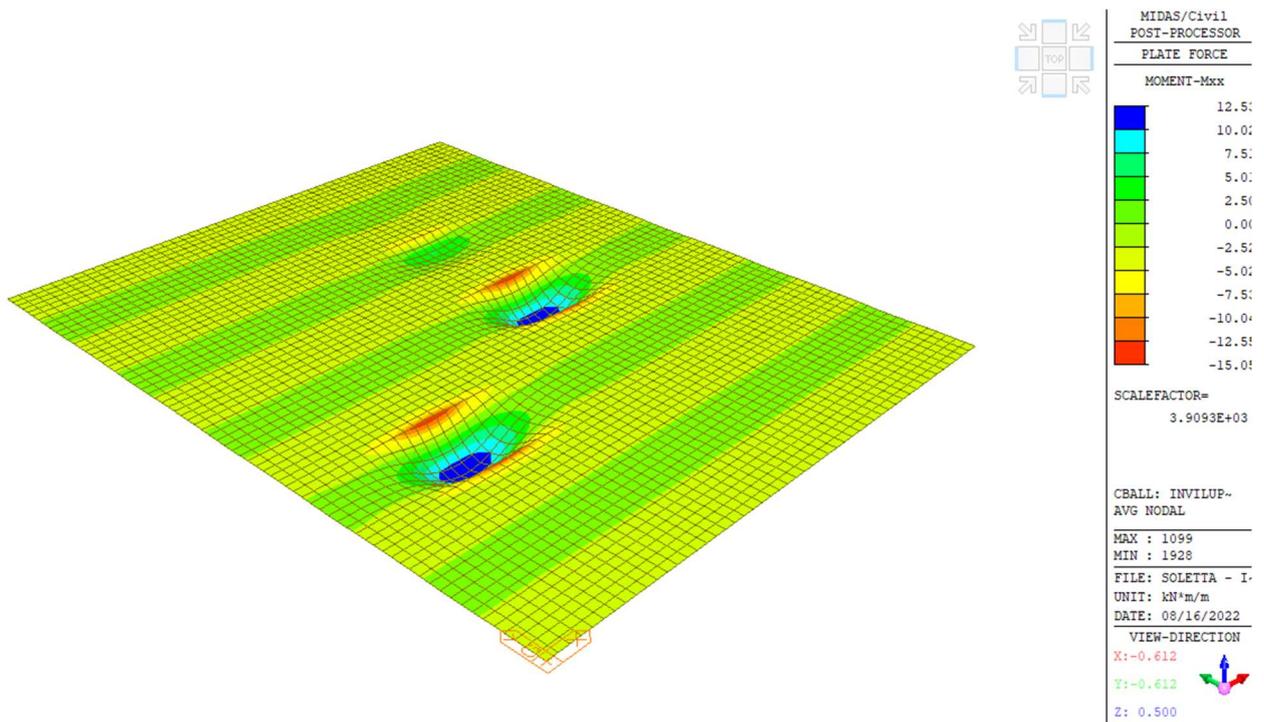


Figura 50 Inviluppo dei diagrammi di momento

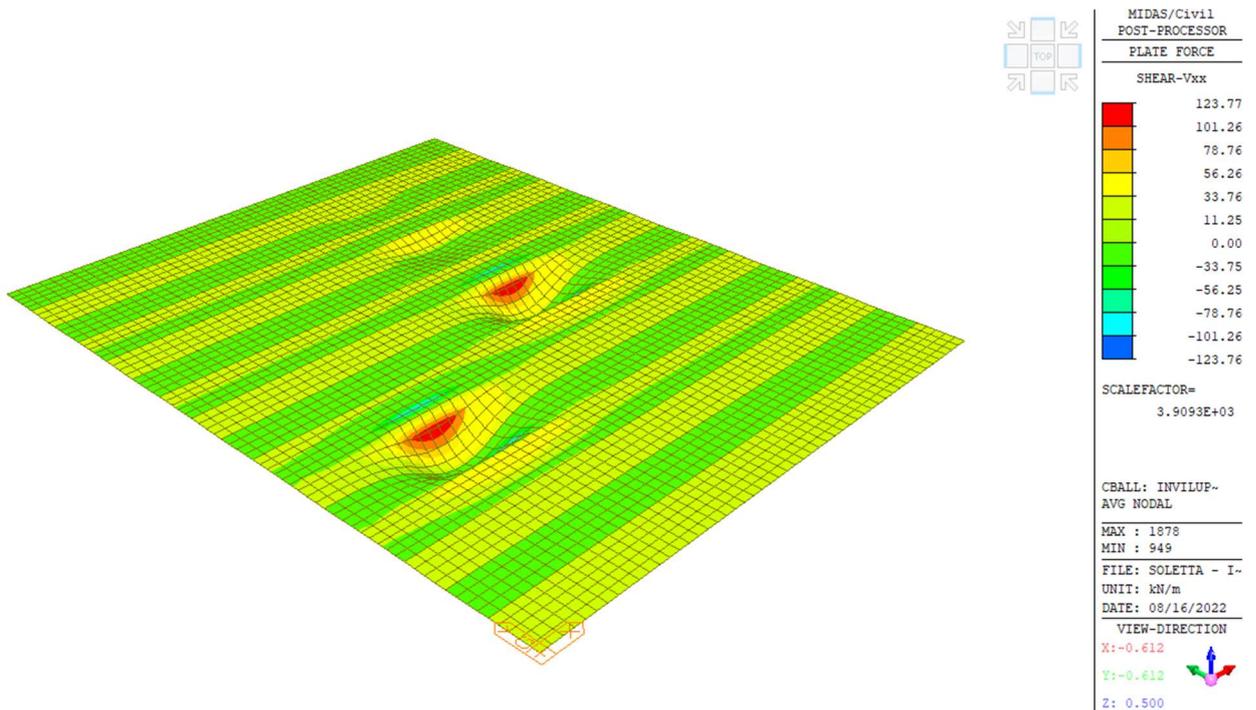


Figura 51 Inviluppo dei diagrammi di taglio

6.4.1.1 VERIFICA A FLESSIONE

La soletta è armata con $4\phi 12/ml$ superiormente ed inferiormente e misura uno spessore pari a $14cm$.

TITOLO : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	14

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,52	2
2	4,52	12

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
FeB38k C35/45

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 326,1 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 1,944
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,631 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13,5
 $\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

M_{xRd} kNm
 σ_c -1,944 N/mm²
 σ_s 326,1 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 10,79 ‰
d 12 cm
x 2,939 x/d 0,245
 δ 0,7462

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

Figura 52 Calcolo del momento resistente

Il momento resistente $M_{Rd} = 15.1kNm$ risulta maggiore del momento agente. La verifica è dunque soddisfatta.

$$IS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.20$$

6.4.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Il valore di taglio resistente per l'impalcato considerato è il medesimo di quello calcolato per gli impalcato di tipo A e C. Si ottiene una resistenza pari a $V_{Rd} = 109.3kN$. La verifica non risulta dunque soddisfatta:

$$IS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = 0.88$$

6.5 IMPALCATO DI TIPO E

6.5.1 STATO DI FATTO

Le campate costruite secondo la tipologia E presentano un interasse tra le trai pari a $130cm$ ed una luce netta dei campi della soletta pari a $90cm$. La tensione generata dal caso di carico su un'area di mesh approssimata di $900 \times 700 mmq$ vale $\sigma = 0.32MPa$.

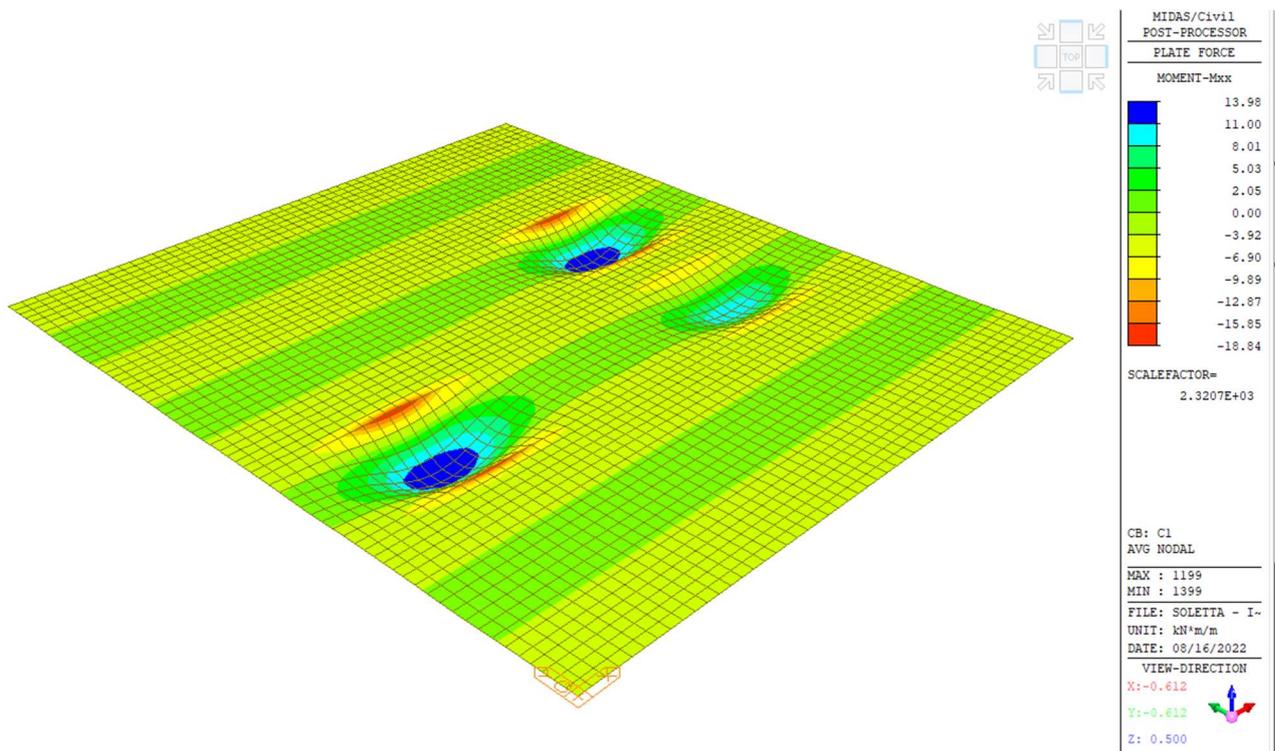


Figura 53 Inviluppo dei diagrammi di momento M_{xx}

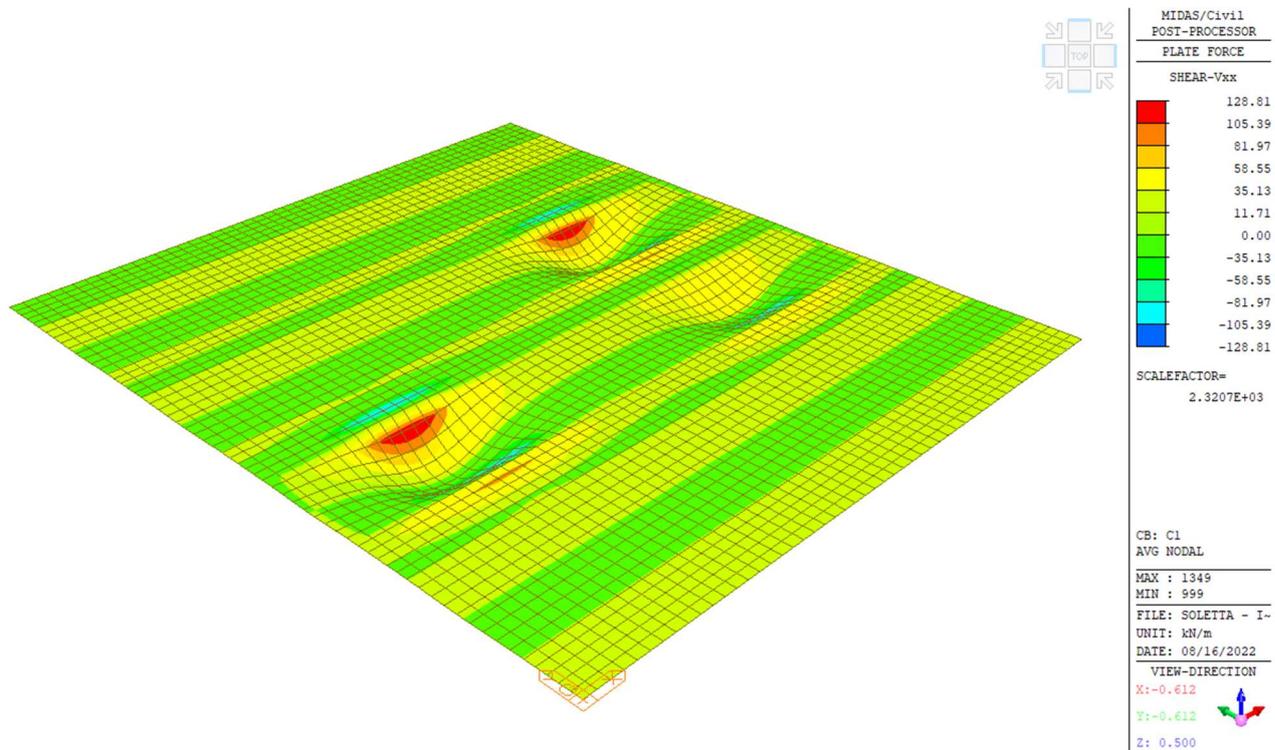


Figura 54 Inviluppo dei diagrammi di taglio V_{xx}

6.5.1.1 VERIFICA A FLESSIONE

Considerata la geometria, affine per dimensioni all'impalcato di tipo D, si assume, in mancanza dei disegni di progetto esecutivo dell'epoca una quantità di armatura identica a quella riportata al §8.3.4.1.1.

Conseguentemente, si ottiene il medesimo momento resistente per la sezione.

TITOLO : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	14

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,52	2
2	4,52	12

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali
FeB38k **C35/45**
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 326,1 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 1,944 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,631 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13,5
 $\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} 15,1 kNm
 σ_c -1,944 N/mm²
 σ_s 326,1 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 10,79 ‰
 d 12 cm
 x 2,939 x/d 0,245
 δ 0,7462

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

Figura 55 Calcolo del momento resistente

Il momento resistente $M_{Rd} = 15.1 kNm$ risulta maggiore del momento agente. La verifica è dunque soddisfatta.

$$IS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.07$$

6.5.1.2 VERIFICA A TAGLIO

La verifica a taglio sarà anch'essa la medesima dell'impalcato di tipo D, con la differenza che il coefficiente di sicurezza vale:

$$IS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = 0.85$$

6.6 IMPALCATO TIPO F

6.6.1 STATO DI FATTO

L'impalcato in oggetto è il più simile all'impalcato di tipo A per quanto riguarda i campi della soletta. Esso si compone di 10 travi in totale ed una soletta di spessore pari a 14cm. L'interasse tra le travi è di 181cm mentre l'interasse netto misura 140cm.

La mesh è stata costruita con elementi quadrati di lato pari a 10cm, distribuendo dunque la forza di carico sulla medesima impronta di cui sopra si ottiene:

$$\sigma = \frac{200 \cdot 00}{900 \cdot 700} = 0.32 MPa$$

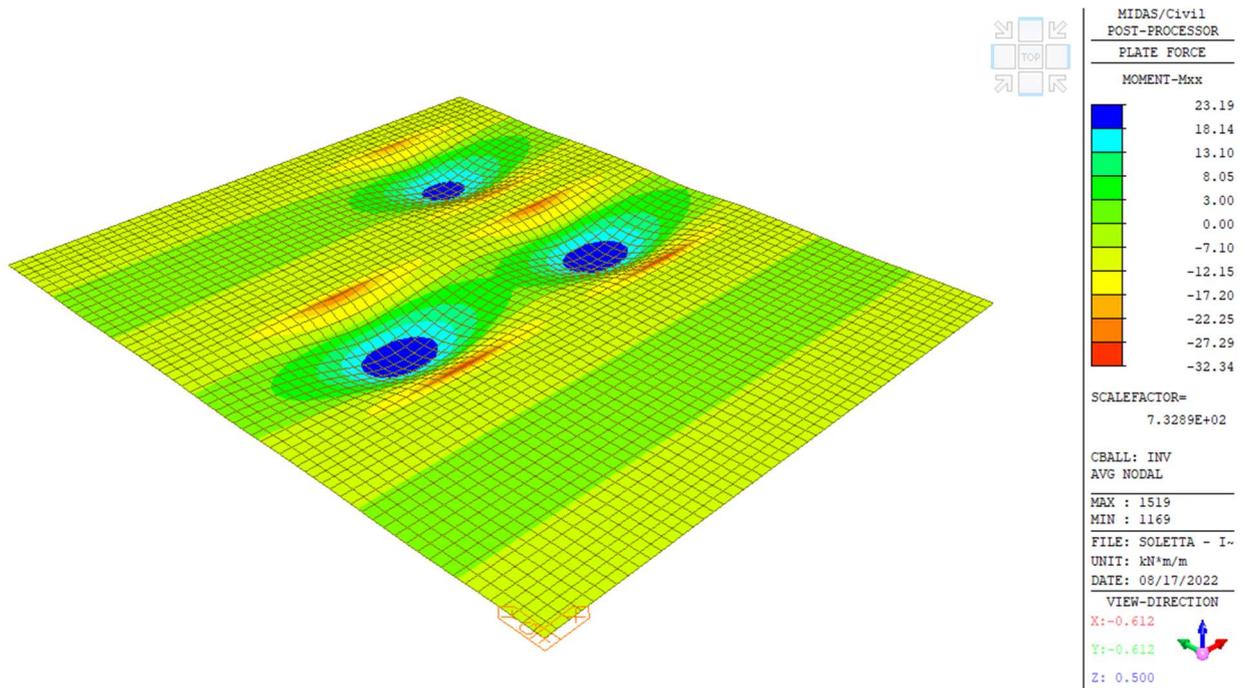


Figura 56 Diagramma di involucro dei momenti Mxx

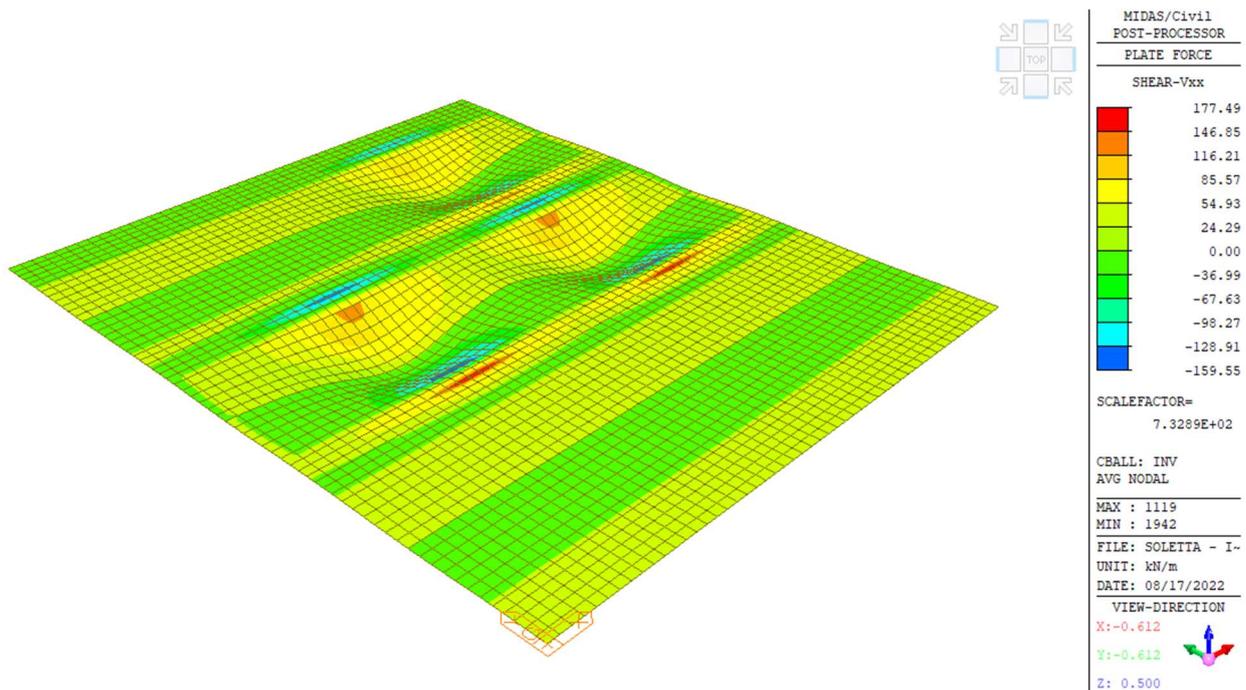


Figura 57 Diagramma di involucro dei tagli Vxx

In totale analogia con l'impalcato di tipo A si rende dunque necessario eseguire il medesimo intervento di rinforzo strutturale.

6.7 DIMENSIONAMENTO DEI CONNETTORI

A valle delle analisi condotte si rende necessario intervenire e rinforzare la soletta per i seguenti impalcati:

- Impalcato Tipo A
- Impalcato Tipo D
- Impalcato tipo E

- Impalcato tipo F

Al fine di realizzare un piano stradale uniforme e garantire una migliore esecuzione dell'intervento si prevede dunque di estendere l di ringrosso anche agli impalcati restanti di tipologia B e C.

Nel seguito si calcolano gli inghisaggi necessari al fine di garantire un corretto funzionamento tra la soletta esistente e quella di ringrosso. Il dimensionamento dei connettori deve permettere la trasmissione della forza di taglio, per questo motivo, si dimensioneranno per il taglio sollecitante dei soli carichi variabili mediato su una fascia di soletta di 1m, tale valore di taglio vale $V_{Ed} = 97.63 \text{ kN}$. Nel seguito, in figura, si riporta la fascia di 1m in prossimità della trave per cui si ha il valore di taglio massimo.

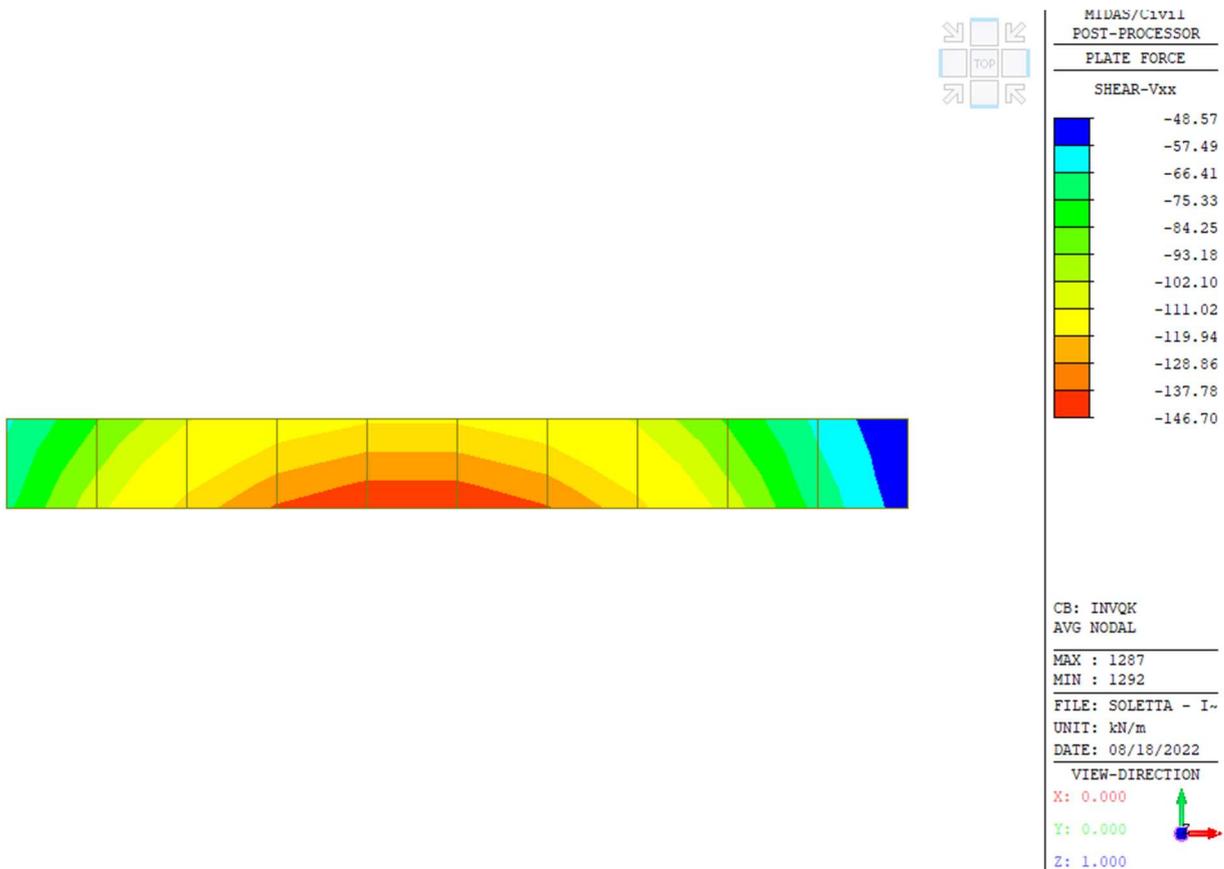


Figura 58 Fascia di 1m di soletta

Si consideri:

- Baricentro intera soletta: $y_G = 9.5 \text{ cm}$;
- Baricentro ringrosso (getto integrativo su 3cm di scarifica): $y_G = 4 \text{ cm}$;
- Larghezza fascia di soletta: $l = 100 \text{ cm}$;

Si calcola quindi la distanza tra i due baricentri che risulta pari a:

$$\Delta d = 5.5 \text{ cm}$$

Il momento statico ed il momento d'inerzia baricentrico valgono, rispettivamente:

- $S = A \cdot d = 8 \cdot 100 \cdot 5.5 = 4400 \text{ cm}^3$
- $I = \frac{bh^3}{12} = 100 \cdot \frac{19^3}{12} = 57158.3 \text{ cm}^4$

Infine, con la formula di Jouraswky si calcola la tensione di scorrimento:

$$\tau_{Ed} = V \cdot \frac{S}{I} = 97.63 \cdot \frac{4400}{57158.3} = 7.51 \text{ kN/cm}$$

Predisponendo 3 connettori in direzione trasversale con un interasse pari a 33cm si ottiene una forza totale di scorrimento pari a:

$$F = 7.51 \cdot 33 = 247.83 \text{ kN}$$

Si calcolano dunque i due valori di resistenza lato connettore e lato calcestruzzo. Il valore di progetto sarà dunque il minimo tra i due secondo quanto definito al §6.3.2.1 della UNI EN 1994-1.1.

Adottando connettori $\phi 18$ si ottiene una resistenza lato connettore:

$$P_{Rd} = 0.8 \cdot \frac{f_u \pi d^2}{\gamma_v \cdot 4} = 81.43 \text{ kN}$$

Dove:

- $f_u \leq 500 \text{ MPa}$ è la resistenza ultima a trazione del connettore;
- $\gamma_v = 1.25$

Lato calcestruzzo si calcola invece una resistenza ad estrazione pari a:

$$P_{Rd} = 0.29 \frac{\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} = 82.09 \text{ kN}$$

Dove:

- $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$;
- $E_{cm} = 34077 \text{ MPa}$ modulo elastico per cls C35/45;
- $d = 18 \text{ mm}$ diametro del singolo piolo;
- $\alpha = 1$

Considerando dunque la resistenza minima lato connettore, si calcola il numero di inghisaggi longitudinali

$$n = 247.83/81.43 = 3$$

Ottenendo dunque un passo in direzione longitudinale pari a $p = 33 \text{ cm}$.

Si rende dunque necessario disporre i connettori secondo una maglia di 33 cm x 33 cm.

7 ADEGUAMENTO DEL CORDOLO

L'adeguamento del cordolo comprende l'integrazione di adeguata armatura a taglio e torsione in una sezione di cordolo ringrossata ed adeguatamente inghisata all'esistente. Il nuovo cordolo è stato dimensionato ipotizzando una forza concentrata di 100 kN sulla barriera di sicurezza. Tale forza si considera applicata ad un'altezza di 1 m e ripetuta ogni 1.25 m.

Pertanto, tale forza genera un taglio e un momento torcente per il cordolo, calcolati come segue:

- Taglio agente: $100 \text{ kN}/1.25\text{m} = 80 \text{ kN/m}$
- Momento torcente agente: $100 \text{ kN} \cdot 1\text{m}/1.25\text{m} = 80 \text{ kNm/m}$

All'interno del nuovo cordolo sono state inserite staffe $\Phi 12/20$ e 8+8 barre longitudinali $\Phi 18$.

7.1 VERIFICA A TAGLIO

Staffatura $\Phi 12/20$		
VERIFICA A TAGLIO		
b_w (mm)	290.00	
h (mm)	650.00	
c (mm)	50.00	
d (mm)	550.00	
f_ck (MPa)	37.35	
gamma_c	1.50	
f_yk (MPa)	450	
gamma_M1	1.15	
f_yd (MPa)	391.30	
f_i (mm)	12	
n_bracci /m	2	
A_sw (mmq)	226.19	
alpha (°)	90	1.57 rad
teta (°)	45	0.79 rad
ctg(alpha)	0.00	
ctg(teta)	1.00	
sin(alpha)	1.00	
s (mm)	200	
A_sw/s (mm)	1.13	
V_Rsd (kN)	219.06	
v*f_cd (MPa)	10.58	
alpha_c	1	
V_Rcd (kN)	759.56	
V_Rd (kN)	219.06	
V_Ed (kN)	80.00	
IS	0.37	

7.2 VERIFICA A TORSIONE

VERIFICA A TORSIONE		
b_w (mm)	290.00	
h (mm)	550.00	
c (mm)	50.00	
A_c(mm ²)	159500.00	
A (mm ²)	85500.00	
u (mm)	1680.00	
u_m (mm)	1280.00	
t (mm)	94.94	
f_yk (MPa)	450.00	
gamma_s	1.15	
f_yd (MPa)	391.30	
f_ck (MPa)	37.35	
gamma_c	1.5	
f_cd (MPa)	10.58	
fi_trasversale (mm)	12.00	
n_bracci,trasv.	2	
A_s (mm ²)	226.19	
s (mm)	200	
fi_longitudinale (mm)	16	
n_barre long.	8	
fi_esistente (mm)	8	
n_barre esistenti	3	
somma_AI	1759.29	
teta (°)	45	0.79 rad
cotg(teta)	1.00	
T_Rcd (kNm)	160.25	
T_Rsd (kNm)	141.18	
T_Rld (kNm)	130.72	
T_Rd (kNm)	130.72	
T_Ed (kNm)	80.00	
IS	0.61	

La verifica combinata di taglio e torsione è quindi soddisfatta.

VERIFICA TAGLIO-TORSIONE	
IS,taglio	0.365
IS,torsione	0.612
IS,taglio+torsione	0.977

7.3 VERIFICA D'INGHISAGGIO

VERIFICA BARRA INGHISATA PER TORSIONE	
M_urto (kNm)	80.00
z_h (m)	0.40
N_urto (kN)	200.00
f_yd (MPa)	391.30
fi_min a metro lineare (mm)	25.51
Spaziatura tra le staffe cm 20	
n_staffe a metro lineare	5.00
M_urto (kNm)	16
N_urto (kN)	40.00
fi_min (mm)	11.41

VERIFICA BARRA INGHISATA PER SCORRIMENTO	
F_urto (kNm)	80.00
f_yd (MPa)	391.30
fi_min a metro lineare (mm)	22.82
Spaziatura tra le staffe cm 20	
n_staffe a metro lineare	5.00
F_urto (kNm)	16
fi_min (mm)	10.20

8 VERIFICA IMPALCATI ALLO STATO DI FATTO

Nel seguito si esegue la verifica, allo stato limite ultimo, nel rispetto di flessione e taglio, di tutti gli impalcati nella condizione congruente allo stato di fatto.

Le verifiche vengono eseguite per le sollecitazioni massime ottenute sulla trave di bordo.

Il calcolo del momento resistente viene eseguito mediante l'utilizzo del software VCA SLU e tiene conto della sola quantità d'acciaio ordinario e di precompressione presente. Allo Stato Limite ultime, infatti, la tensione residua dei trefoli aderenti non ha alcuna conseguenza sulla resistenza ultima della trave. Inoltre, poiché, sebbene con numero di travi diverse e geometria differente, le travi presentano il medesimo numero di trefoli di precompressione e la medesima geometria, il momento resistente sarà sempre il medesimo e viene dunque calcolato una sola volta.

I trefoli rilevati in sito sono di diametro 5/16", dimensione che viene evidenziata anche nella relazione di calcolo originale.

8.1 IMPALCATO TIPO A

Impalcato a 5 travi di luce pari a circa ml 20.00. Le travi si assumono armate in mezzera con 52 trefoli inferiormente e 4 trefoli superiormente.

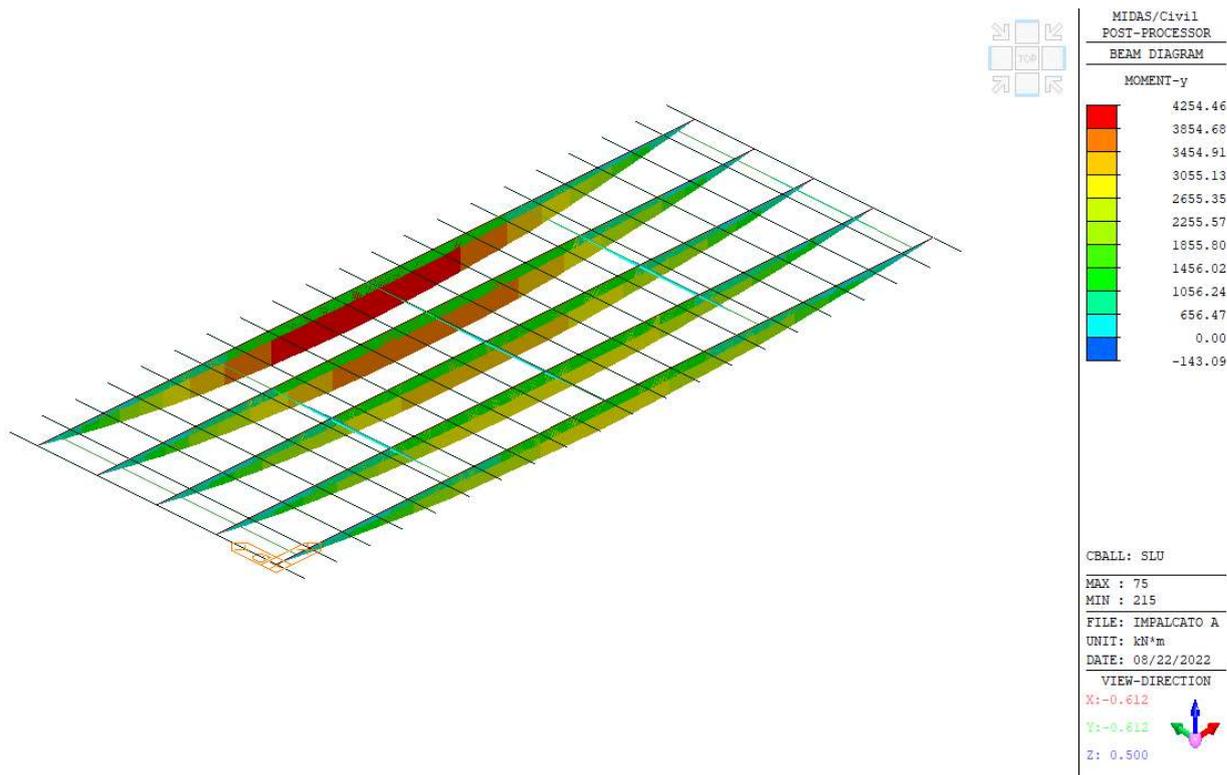


Figura 59 Diagramma di momento flettente

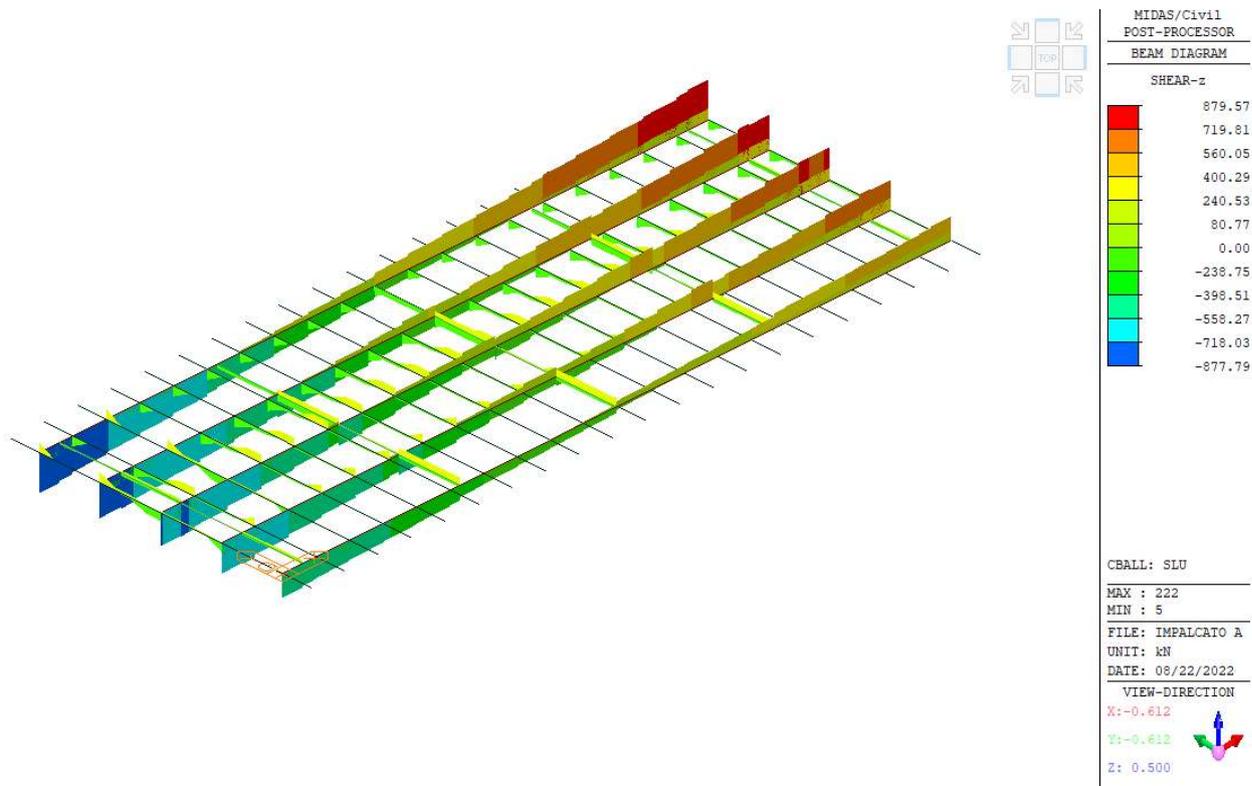


Figura 60 Diagramma di taglio

8.1.1 VERIFICA A FLESSIONE

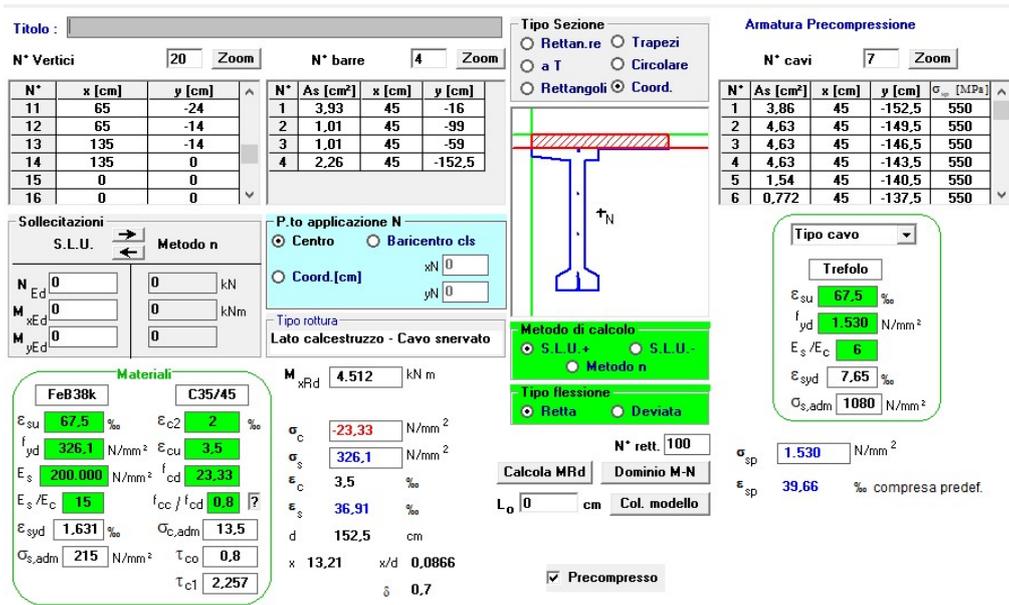


Figura 61 Calcolo del momento resistente

Con un momento sollecitante $M_{Ed} = 4254.46 \text{ kNm}$ inferiore a quello resistente $M_{Rd} = 4510 \text{ kNm}$ la verifica risulta soddisfatta.

$$IS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.06$$

8.1.2 VERIFICA A TAGLIO – NTC18 §4.1.2.3.5.2

L'andamento delle staffe varia lungo lo sviluppo della trave secondo le quantità riportate nel seguito:

- Zona A per una lunghezza di 0.5m le staffe presenti sono $\phi 12/5 \text{ cm}$;
- Zona B per una lunghezza di 0.5m le staffe presenti sono $\phi 12/10 \text{ cm}$;
- Zona C per una lunghezza di 2.35m le staffe presenti sono $\phi 12/16.6 \text{ cm}$.

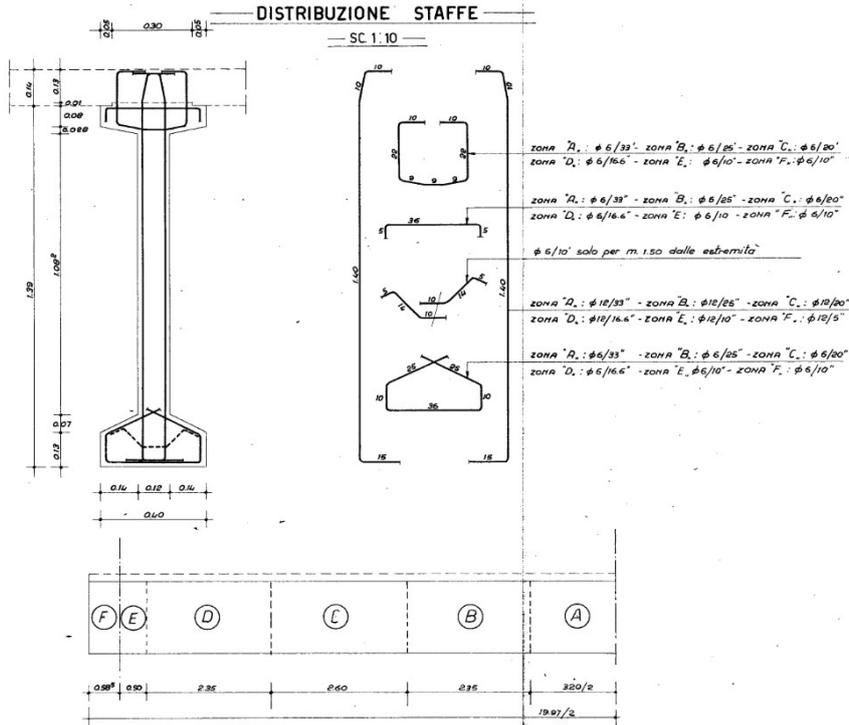


Figura 62 Distribuzione delle staffe

Si verifica dunque il primo tratto di lunghezza pari ad 1m assumendo:

- Taglio agente $V_{Ed} = 879.57 \text{ kN}$;
- Armatura a taglio $\phi 12/10 \text{ cm}$

RIEPILOGO RISULTATI			
larghezza anima	bw =		120 mm
altezza anima	hw =		1550 mm
Armature a taglio			
Diametro staffe	ϕ_{st}		12 mm
passo staffe	s		100 mm
numero braccia			2
Elementi con armature a taglio (NTC § 4.1.2.1.3.2)			
Resistenza a taglio		VRd,0 =	986.971405 kN
Diametro staffe	ϕ_{st}		12 mm
passo staffe	s		100 mm
numero braccia			2
area acciaio	Asw		226.194671 mmq
Resistenza a Taglio-Trazione	$VR_{sd} = 0,9 \cdot d \cdot Asw / s \cdot f_{yd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sin \alpha$		1456.00145 kN
Resistenza a Taglio-Compressione	$VR_{cd} = 0,9 \cdot d^* \cdot bw \cdot ac \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2)$		986.971405 kN
inclinazione staffe rispetto asse membratura	$\alpha =$		90 °
	$f_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd} =$		12.9341667 MPa
	$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$		0.00 MPa
	$\sigma_{cp} / f_{cd} =$		0
	$\alpha_c =$		1
	L/H =		10.1935484
inclinazione puntoni di cls compressi (pr Vr _{sd} = Vr _{cd})	$\theta =$		1.54548374 °
	$\cotg \theta =$		1.45 deve risultare
Inclinazione puntone compresso variabile si	$\cotg \theta$ assunto =		1.45061429

La verifica risulta soddisfatta:

$$IS = V_{Rd} / V_{Ed} = 1.12$$

Dunque, si verifica il tratto successivo ove le staffe si diradano assumendo le seguenti grandezze:

Relazione di adeguamento strutturale

- Passo delle staffe $p = 16.6 \text{ cm}$;
- Taglio agente $V_{Ed} = 781.26 \text{ kN}$

RIEPILOGO RISULTATI			
larghezza anima		bw =	120 mm
altezza anima		hw =	1550 mm
Armature a taglio			
Diametro staffe		ϕ_{st}	12 mm
passo staffe		s	160 mm
numero braccia			2
Elementi con armature a taglio (NTC § 4.1.2.1.3.2)			
Resistenza a taglio		VRd,0 =	887.477473 kN
Diametro staffe		ϕ_{st}	12 mm
passo staffe		s	160 mm
numero braccia			2
area acciaio		Asw	226.194671 mm ²
Resistenza a Taglio-Trazione	$VR_{sd}=0,9 d Asw/s f_{yd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$		1151.07022 kN
Resistenza a Taglio-Compressione	$VR_{cd}=0,9^*d^*bw^*ac^*f_{cd}^*(\cotg\alpha + \cotg\theta)/(1 + \cotg^2)$		887.477473 kN
inclinazione staffe rispetto asse membratura		$\alpha =$	90 °
		$f_{cd}=0,5^*f_{cd} =$	12.9341667 MPa
		$\sigma_{cp}=N_{ed}/A_c$	0.00 MPa
		$\sigma_{cp}/f_{cd} =$	0
		$\alpha_c =$	1
		L/H =	10.1935484
inclinazione puntoni di cls compressi (pr $V_{rzd} = V_{rzd}$)		$\theta =$	1.53878226 °
		$\cotg\theta =$	1.83 deve risultare
Inclinazione puntone compresso variabile	si	$\cotg\theta$ assunto =	1.83489806

La verifica risulta ancora una volta soddisfatta:

$$IS = V_{Rd}/V_{Ed} = 1.13$$

Infine, si verifica la zona C della trave assumendo:

- Passo delle staffe $p = 20 \text{ cm}$;
- Taglio agente $V_{Ed} = 722 \text{ kN}$

RIEPILOGO RISULTATI			
larghezza anima		bw =	120 mm
altezza anima		hw =	1550 mm
Armature a taglio			
Diametro staffe		ϕ_{st}	12 mm
passo staffe		s	200 mm
numero braccia			2

Relazione di adeguamento strutturale

Elementi con armature a taglio (NTC § 4.1.2.1.3.2)				
Resistenza a taglio		VRd,0 =		831.88393 kN
Diametro staffe		ϕ_{st}		12 mm
passo staffe		s		200 mm
numero braccia				2
area acciaio		Asw		226.194671 mmq
Resistenza a Taglio-Trazione	$VR_{sd}=0,9 d Asw/s f_{yd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$			1029.5485 kN
Resistenza a Taglio-Compressione	$VR_{cd}=0,9*d*bw*ac*f_{cd}*(\cotg\alpha + \cotg\theta)/(1 + \cotg^2)$			831.88393 kN
inclinazione staffe rispetto asse membratura		$\alpha =$		90 °
		$f_{cd}=0,5*f_{cd} =$		12.9341667 MPa
		$\sigma_{cp}=N_{ed}/A_c$		0.00 MPa
		$\sigma_{cp}/f_{cd} =$		0
		$\alpha_c =$		1
		L/H =		10.1935484
inclinazione puntoni di cls compressi (pr Vr _{sd} = Vr _{cd})		$\theta =$		1.53500656 °
		$\cotg\theta =$		2.05 deve risultare
Inclinazione puntone compresso variabile		$\cotg\theta$ assunto =		2.0514784

Ancora una volta la verifica risulta soddisfatta.

$$IS = V_{Rd}/V_{Ed} = 1.15$$

IMPALCATO TIPO B

L'impalcato B è realizzato da 12 travi armate in mezzera con 64 trefoli inferiori e 6 trefoli superiori. La luce di calcolo è di ml 31.00.

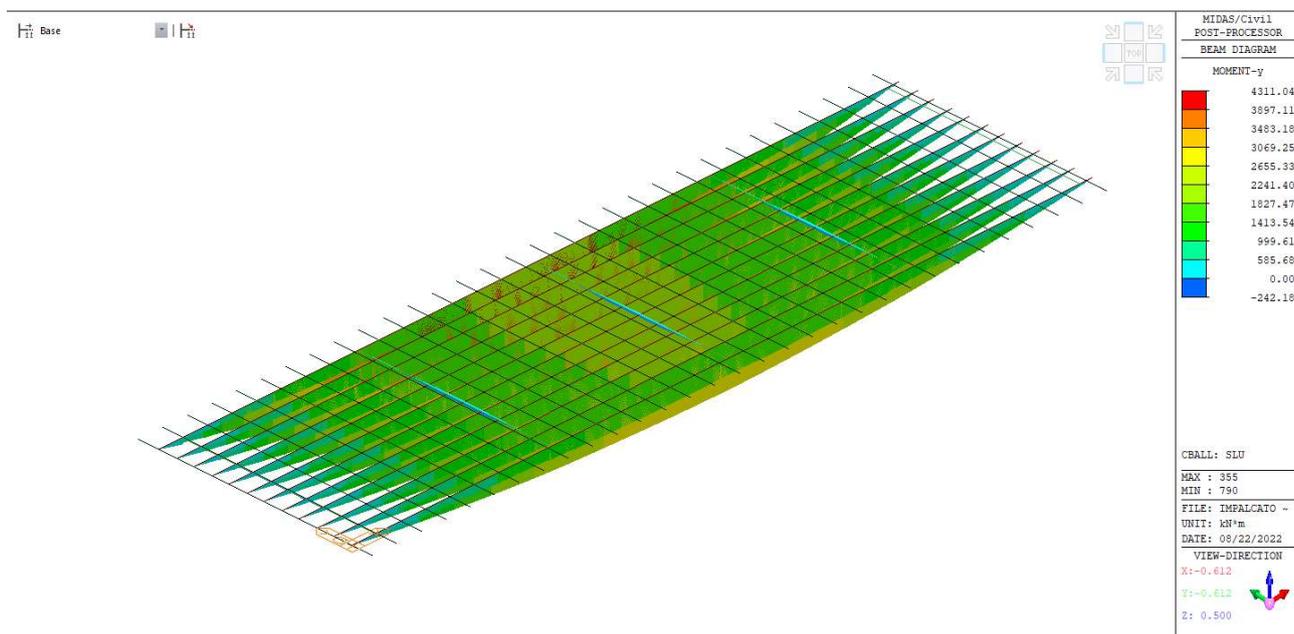


Figura 63 Diagramma di momento flettente

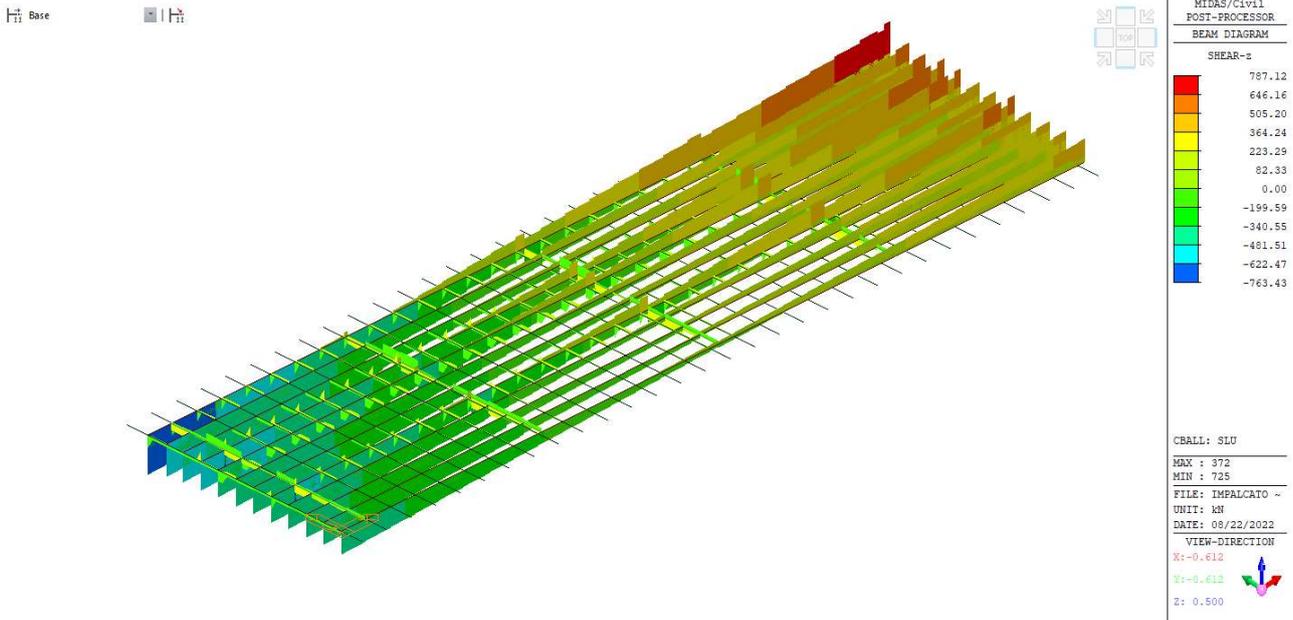


Figura 64 Diagramma di taglio

8.1.3 VERIFICA A FLESSIONE

Titolo: _____

N° Vertici: 20 Zoom N° barre: 3 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
11	65	-24
12	65	-14
13	82	-14
14	82	0
15	0	0
16	0	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.93	45	-16
2	1.01	45	-99
3	1.01	45	-59

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Cavo snervato

M_{xRd}: 5,271 kNm

Materiali: FeB38k C35/45

ε _{su} : 67.5 ‰	ε _{c2} : 2 ‰
f _{yd} : 326.1 N/mm²	ε _{cu} : 3.5 ‰
E _s : 200.000 N/mm²	f _{cd} : 23.33
E _s /E _c : 15	f _{cc} /f _{cd} : 0.8
ε _{syd} : 1.631 ‰	σ _{c,adm} : 13.5
σ _{s,adm} : 215 N/mm²	τ _{co} : 0.8
	τ _{c1} : 2.257

σ_c: -23.33 N/mm²
 σ_s: 326.1 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 8.506 ‰
 d: 152.5 cm
 x: 28.86 x/d: 0.1892
 δ: 0.7

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

Armatura Precompressione: N° cavi: 10 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sp} [MPa]
3	4.63	45	-146.5	550
4	4.63	45	-143.5	550
5	3.088	45	-140.5	550
6	1.54	45	-137.5	550
7	0.77	45	-134.5	550
8	0.77	45	-131.5	550

Tipo cavo: Trefolo

ε_{su}: 67.5 ‰
 f_{yd}: 1.530 N/mm²
 E_s/E_c: 6
 ε_{syd}: 7.65 ‰
 σ_{s,adm}: 1080 N/mm²

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

σ_{sp}: 1.530 N/mm²
 ε_{sp}: 17.74 ‰ compressa predef.

Figura 65 Calcolo del momento resistente

I momenti sollecitante e resistente valgono:

$$M_{Ed} = 4311 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 5271 \text{ kNm}$$

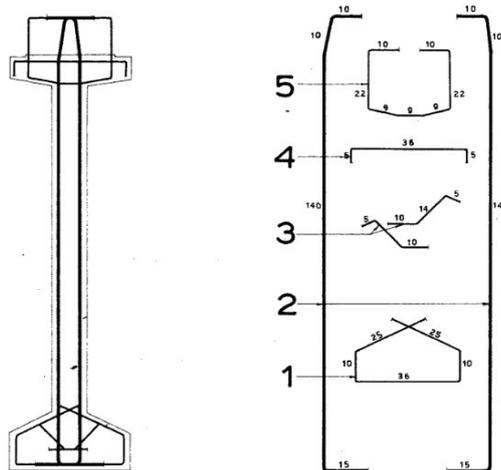
La verifica è soddisfatta con un fattore di sicurezza:

$$IS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.22$$

8.1.4 VERIFICA A TAGLIO - NTC18 §4.1.2.3.5.2

Per la trave in questione si evidenzia la presenza delle seguenti armature:

- Zona A per una lunghezza di 0.5m le staffe presenti sono $\phi 10/5$ cm;
- Zona B per una lunghezza di 0.5m le staffe presenti sono $\phi 10/10$ cm;
- Zona C per una lunghezza di 7.80m le staffe presenti sono $\phi 10/25$ cm;
- Zona D per la lunghezza restante le staffe presenti sono $\phi 10/35$ cm.



ZONE	NR RIFERIMENTO STAFFE				
	1	2	3	4	5
A	3 st $\phi 10/5$				
B	3 st $\phi 10/10$				
C	3 st $\phi 10/25$	3 st $\phi 10/25$	---	3 st $\phi 10/25$	3 st $\phi 10/25$
D	3 st $\phi 10/35$	3 st $\phi 10/35$	---	3 st $\phi 10/35$	3 st $\phi 10/35$

Figura 66 Armatura a taglio trave

Si verifica dunque il tratto compreso nel primo metro della trave assumendo:

- Taglio agente $V_{Ed} = 787.12$ kN;
- Armatura a taglio $\phi 10/10$ cm

RIEPILOGO RISULTATI					
larghezza anima		bw =			120 mm
altezza anima		hw =			1550 mm
Armature a taglio					
Diametro staffe		ϕ_{st}			10 mm
passo staffe		s			100 mm
numero braccia					2

Relazione di adeguamento strutturale

Elementi con armature a taglio (NTC § 4.1.2.1.3.2)					
Resistenza a taglio		VRd,0 =		913.075836 kN	
Diametro staffe		ϕ_{st}		10 mm	
passo staffe		s		100 mm	
numero braccia				2	
area acciaio		Asw		157.079633 mmq	
Resistenza a Taglio-Trazione	VRsd=0,9 d Asw/s	$f_{yd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$		1214.40451 kN	
Resistenza a Taglio-Compressione	VRcd=0,9*d*bw*ac*fcd*(cotga+cotgq)/(1+cotg^2)			913.075836 kN	
inclinazione staffe rispetto asse membratura		$\alpha =$		90 °	
		$f_{cd}=0,5*f_{cd} =$		12.9341667 MPa	
		$\sigma_{cp}=N_{ed}/A_c$		0.00 MPa	
		$\sigma_{cp}/f_{cd} =$		0	
		$\alpha_c =$		1	
		L/H =		10.1935484	
inclinazione puntoni di cls compressi (pr Vr _{sd} = Vr _{cd})		$\theta =$		1.54042407 °	
		$\cotg\theta =$		1.74	deve risultare
Inclinazione puntone compresso variabile si		$\cotg\theta$ assunto =		1.74073715	

La verifica risulta soddisfatta:

$$IS = V_{Rd}/V_{Ed} = 1.16$$

Si verifica dunque il tratto finale della trave assumendo:

- Taglio agente $V_{Ed} = 662.89 \text{ kN}$;
- Armatura a taglio $\phi 10/250 \text{ cm}$

RIEPILOGO RISULTATI					
larghezza anima		bw =		120 mm	
altezza anima		hw =		1550 mm	
Armature a taglio					
Diametro staffe		ϕ_{st}		10 mm	
passo staffe		s		250 mm	
numero braccia				2	
Elementi con armature a taglio (NTC § 4.1.2.1.3.2)					
Resistenza a taglio		VRd,0 =		697.638071 kN	
Diametro staffe		ϕ_{st}		10 mm	
passo staffe		s		250 mm	
numero braccia				2	
area acciaio		Asw		157.079633 mmq	
Resistenza a Taglio-Trazione	VRsd=0,9 d Asw/s	$f_{yd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$		697.638071 kN	
Resistenza a Taglio-Compressione	VRcd=0,9*d*bw*ac*fcd*(cotga+cotgq)/(1+cotg^2)			728.951392 kN	
inclinazione staffe rispetto asse membratura		$\alpha =$		90 °	
		$f_{cd}=0,5*f_{cd} =$		12.9341667 MPa	
		$\sigma_{cp}=N_{ed}/A_c$		0.00 MPa	
		$\sigma_{cp}/f_{cd} =$		0	
		$\alpha_c =$		1	
		L/H =		10.1935484	
inclinazione puntoni di cls compressi (pr Vr _{sd} = Vr _{cd})		$\theta =$		1.52279571 °	
		$\cotg\theta =$		2.75	deve risultare
Inclinazione puntone compresso variabile si		$\cotg\theta$ assunto =		2.5	

La verifica risulta soddisfatta:

$$IS = V_{Rd}/V_{Ed} = 1.05$$

8.2 IMPALCATO TIPO C

L'impalcato C è composto da 9 travi e misura una luce pari a ml. 26.00. La sezione di mezzera è armata con un totale di 56 trefoli inferiormente e 4 trefoli superiormente.

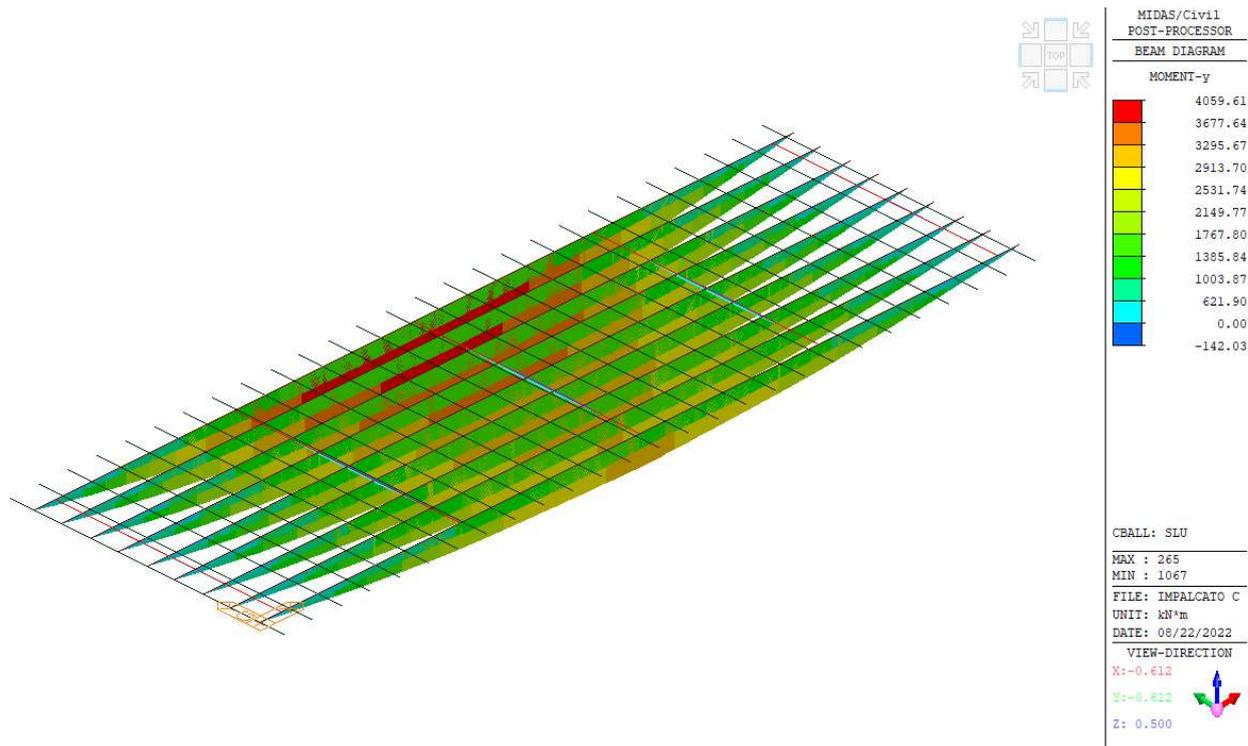


Figura 67 Diagramma di momento flettente

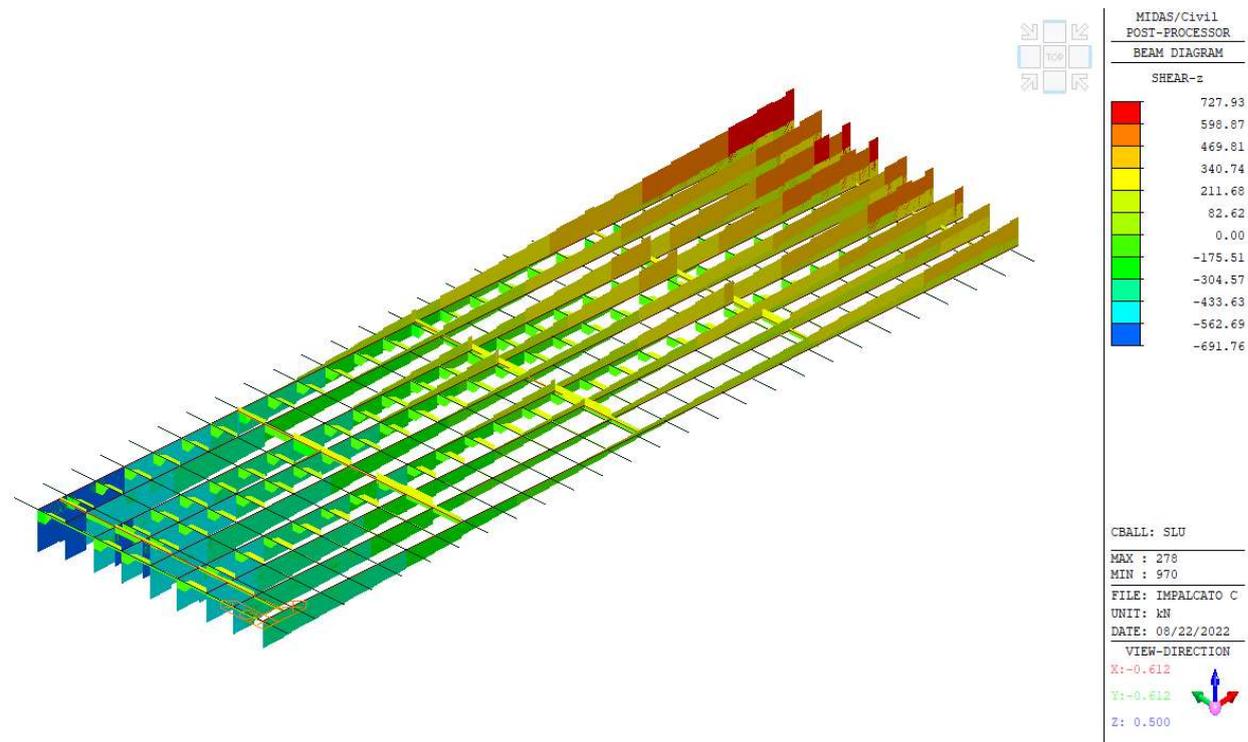


Figura 68 Diagramma di taglio

8.2.1 VERIFICA A FLESSIONE

The screenshot shows a software interface for structural analysis. Key components include:

- Input Parameters:**
 - Materials:** FeB38k (E_{su}: 67.5%, f_{yd}: 326.1 N/mm², E_s: 200,000 N/mm², E_s/E_c: 15, E_{syd}: 1,631‰, σ_{s,adm}: 215 N/mm²) and C35/45 (ε_{c2}: 2‰, ε_{cu}: 3.5‰, f_{cd}: 23.33, f_{cc}/f_{cd}: 0.8, σ_{c,adm}: 13.5, τ_{co}: 0.8, τ_{c1}: 2.257).
 - Section Properties:** I-beam section with height d = 152.5 cm, width x = 19.61 cm, and x/d = 0.1286.
 - Reinforcement:** 3 bars (N* = 3), area As = 3.93 cm².
 - Calculation Method:** Metodo n, Lato calcestruzzo - Cavo snervato.
- Output Results:**
 - Applied moment M_{Ed} = 0 kNm, Resistant moment M_{Rd} = 4.631 kNm.
 - Stress σ_c = -23.33 N/mm², ε_c = 3.5‰, ε_s = 14.17‰.
 - Strain ε_{su} = 67.5‰, f_{yd} = 1.530 N/mm², E_s/E_c = 6, ε_{syd} = 7.65‰, σ_{s,adm} = 1080 N/mm².
 - Final stress σ_{sp} = 1.530 N/mm², ε_{sp} = 26.47‰ (compresa predef.).

Figura 69 Calcolo del momento resistente

I momenti sollecitante e resistente valgono:

$$M_{Ed} = 4059 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 4631 \text{ kNm}$$

La verifica è soddisfatta con un fattore di sicurezza:

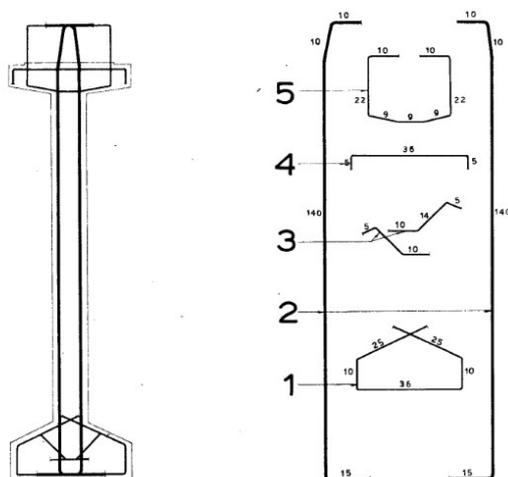
$$IS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.14$$

8.2.2 VERIFICA A TAGLIO – NTC18 §4.1.2.3.5.2

Per la trave in questione si evidenzia la presenza delle seguenti armature:

- Zona A per una lunghezza di 0.5m le staffe presenti sono φ12/5 cm;
- Zona B per una lunghezza di 0.5m le staffe presenti sono φ12/10 cm;
- Zona C per una lunghezza di 7.80m le staffe presenti sono φ12/25 cm;
- Zona D per la lunghezza restante le staffe presenti sono φ12/35 cm.

Sostanzialmente, sebbene i passi delle zone siano i medesimi della trave precedente, l'armatura è difforme per quanto riguarda il diametro delle staffe.



ZONE	NRIFERIMENTO STAFFE				
	1	2	3	4	5
A	2* 12/10	2* 12/25	2* 12/10	2* 12/10	2* 12/10
B	2* 12/20	2* 12/20	2* 12/10	2* 12/20	2* 12/20
C	2* 12/20	2* 12/25	---	2* 12/25	2* 12/25
D	2* 12/30	2* 12/35	---	2* 12/35	2* 12/35

Figura 70 Armatura a taglio

Si verifica dunque il tratto compreso nel primo metro della trave assumendo:

- Taglio agente $V_{Ed} = 727.93 \text{ kN}$;
- Armatura a taglio $\phi 12/10 \text{ cm}$

RIEPILOGO RISULTATI					
larghezza anima		bw =		120	mm
altezza anima		hw =		1550	mm
Armature a taglio					
Diametro staffe		ϕ_{st}		12	mm
passo staffe		s		100	mm
numero braccia				2	
Elementi con armature a taglio (NTC § 4.1.2.1.3.2)					
Resistenza a taglio		VRd,0 =		986.971405	kN
Diametro staffe		ϕ_{st}		12	mm
passo staffe		s		100	mm
numero braccia				2	
area acciaio		Asw		226.194671	mmq
Resistenza a Taglio-Trazione	$VRsd=0,9 \text{ d Asw/s fyd (cotg}\alpha+cotg\theta) \sin\alpha$			1456.00145	kN
Resistenza a Taglio-Compressione	$VRcd=0,9*d*bw*ac*fcd*(cotga+cotgq)/(1+cotg^2)$			986.971405	kN
inclinazione staffe rispetto asse membratura		$\alpha =$		90	°
		$f_{cd}=0,5*f_{cd} =$		12.9341667	MPa
		$\sigma_{cp}=N_{ed}/A_c$		0.00	MPa
		$\sigma_{cp}/f_{cd} =$		0	
		$\alpha_c =$		1	
		L/H =		10.1935484	
inclinazione puntone di cls compressi (pr Vr _{sd} = Vr _{cd})		$\theta =$		1.54548374	°
		cotg $\theta =$		1.45	deve risultare
Inclinazione puntone compresso variabile	si	cotg θ assunto =		1.45061429	

$$IS = V_{Rd}/V_{Ed} = 1.35$$

Nonostante l'alto rapporto di sicurezza tra le sollecitazioni, si verifica, per completezza, la resistenza a taglio del tratto C.

Relazione di adeguamento strutturale

Si assume dunque:

- Taglio agente $V_{Ed} = 623.92 \text{ kN}$;
- Armatura a taglio $\phi 12/25 \text{ cm}$

RIEPILOGO RISULTATI					
larghezza anima		bw =		120	mm
altezza anima		hw =		1550	mm
Armature a taglio					
Diametro staffe		ϕ_{st}		12	mm
passo staffe		s		250	mm
numero braccia				2	
Elementi con armature a taglio (NTC § 4.1.2.1.3.2)					
Resistenza a taglio		VRd,0 =		773.771103	kN
Diametro staffe		ϕ_{st}		12	mm
passo staffe		s		250	mm
numero braccia				2	
area acciaio		Asw		226.194671	mmq
Resistenza a Taglio-Trazione	$VR_{sd}=0,9 \text{ d Asw/s fyd } (\cotg\alpha+\cotg\theta) \sin\alpha$			920.856175	kN
Resistenza a Taglio-Compressione	$VR_{cd}=0,9*d*bw*ac*fcd*(\cotg\alpha+\cotg\theta)/(1+\cotg^2)$			773.771103	kN
inclinazione staffe rispetto asse membratura		$\alpha =$		90	°
		$f_{cd}=0,5*f_{cd} =$		12.9341667	MPa
		$\sigma_{cp}=N_{ed}/A_c$		0.00	MPa
		$\sigma_{cp}/f_{cd} =$		0	
		$\alpha_c =$		1	
		L/H =		10.1935484	
inclinazione puntoni di cls compressi (pr $V_{r_{sd}} = V_{r_{cd}}$)		$\theta =$		1.53078642	°
		$\cotg\theta =$		2.29	deve risultare
Inclinazione puntone compresso variabile	si	$\cotg\theta \text{ assunto} =$		2.29362258	

La verifica, ancora una volta, risulta soddisfatta:

$$IS = V_{Rd}/V_{Ed} = 1.23$$

8.3 IMPALCATO TIPO D

L'impalcato D si compone di 8 travi longitudinali e misura una luce di circa ml 25.00. La trave è armata in mezzera con 56 trefoli inferiormente e 4 trefoli superiormente, analogamente all'impalcato di *Tipo A*.

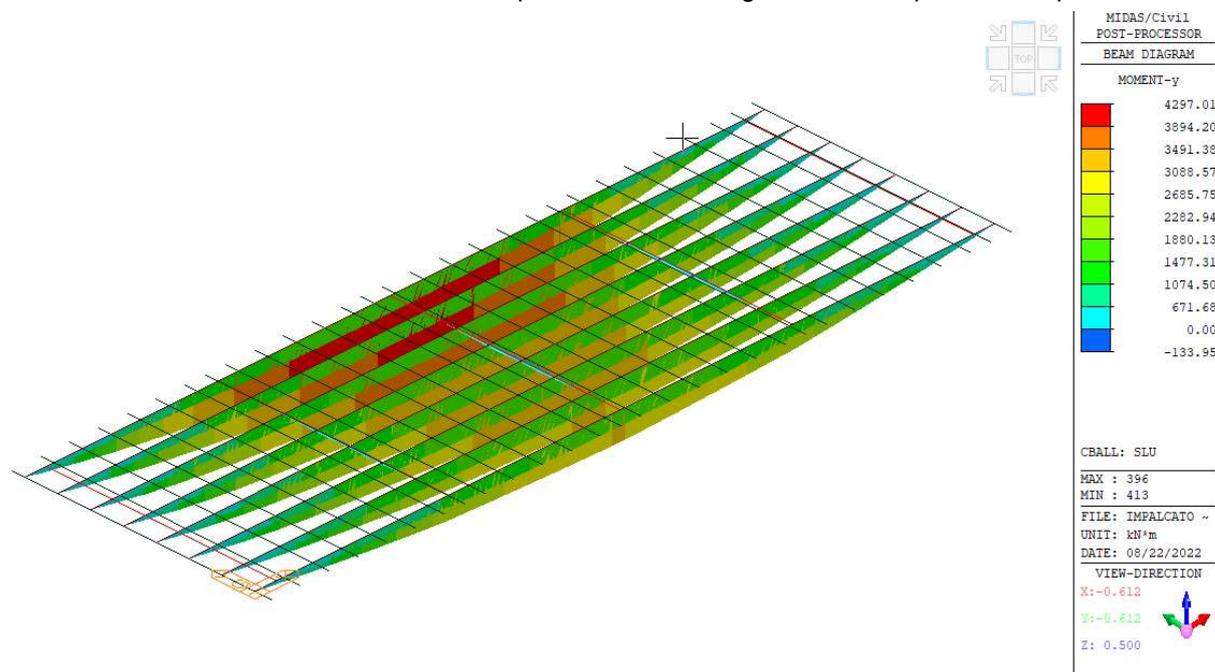


Figura 71 Diagramma di momento flettente

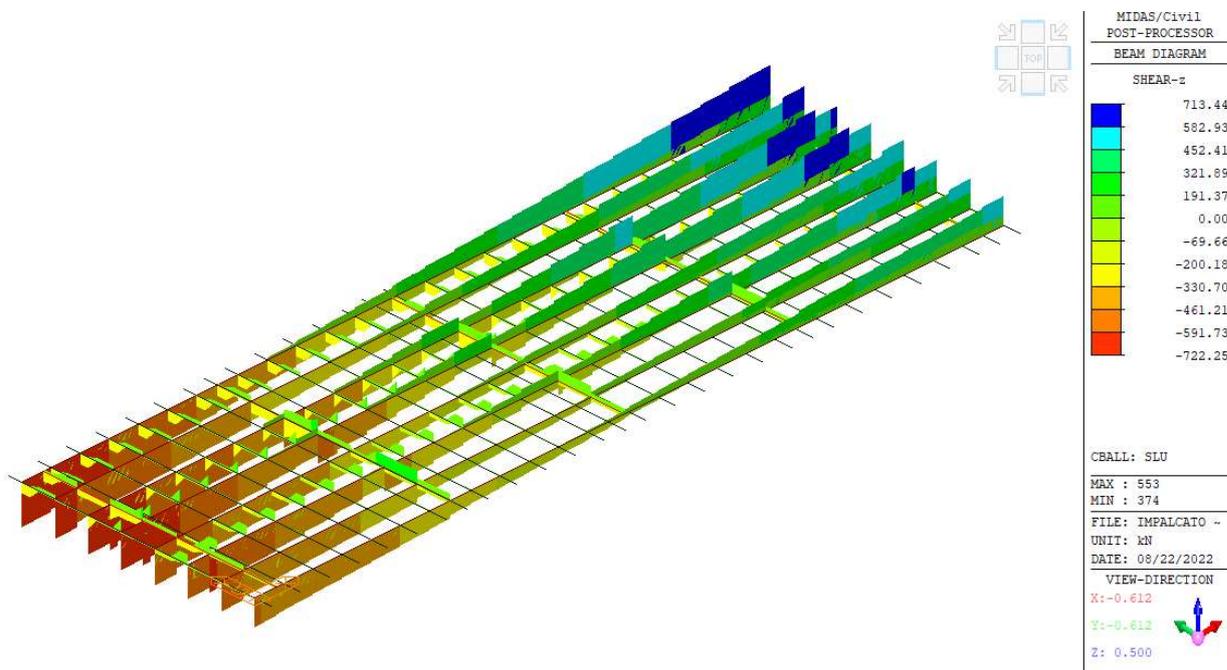


Figura 72 Diagramma di taglio

8.3.1 VERIFICA A FLESSIONE

TITOLO: _____

N° Vertici 20 **Zoom** _____ **N° barre** 3 **Zoom** _____

N°	x [cm]	y [cm]
11	65	-24
12	65	-14
13	114	-14
14	114	0
15	0	0
16	0	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,93	45	-16
2	1,01	45	-99
3	1,01	45	-59

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

N
N_{Ed} 0 kN

M
M_{Ed} 0 kNm

M
M_{Ed} 0 kNm

Materiali
FeB38k C35/45

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 326,1 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,631 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13,5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Cavo snervato

M
M_{xRd} 4.794 kNm

σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 326,1 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 13,24 ‰
d 152,5 cm
x 20,7 x/d 0,1357
 δ 0,7

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

Armatura Precompressione
N° cavi 7 **Zoom** _____

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ_{su} [MPa]
3	4,63	45	-146,5	550
4	4,63	45	-143,5	550
5	3,088	45	-140,5	550
6	0,772	45	-137,5	550
7	1,54	45	-16	550

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Tipo cavo
Trefolo

ϵ_{su} 67,5 ‰
 f_{yd} 1.530 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 7,65 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²

σ_{sp} 1.530 N/mm²
 ϵ_{sp} 25,04 ‰ compresa predef.

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**

Precompresso

Figura 73 Calcolo del momento resistente

I momenti sollecitante e resistente valgono:

$$M_{Ed} = 4297 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 4794 \text{ kNm}$$

La verifica è soddisfatta con un fattore di sicurezza:

$$IS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.12$$

8.3.2 VERIFICA A TAGLIO – NTC18 §4.1.2.3.5.2

La trave in questione è armata a taglio secondo le seguenti zone:

- Zona A per una lunghezza di 0.5m le staffe presenti sono $\phi 12/5 \text{ cm}$;
- Zona B per una lunghezza di 0.5m le staffe presenti sono $\phi 12/10 \text{ cm}$;
- Zona C per una lunghezza di 7.80m le staffe presenti sono $\phi 12/20 \text{ cm}$;
- Zona D per la lunghezza restante le staffe presenti sono $\phi 12/25 \text{ cm}$;
- Zona E per la lunghezza restante le staffe presenti sono $\phi 12/35 \text{ cm}$

Poiché l'armatura è dunque la medesima dell'impalcato C, si omette il calcolo esplicito del taglio resistente e si riportano solo i fattori di sicurezza.

Per il primo tratto in testa trave il risulta:

$$IS = V_{Rd}/V_{Ed} = 1.38$$

Dopo 1m dalla testa della trave il rapporto vale:

$$IS = V_{Rd}/V_{Ed} = 1.10$$

8.4 IMPALCATO TIPO E

L'impalcato è composto da 7 travi ed ha una luce di circa ml. 24.00m La trave si assume armata in mezzeria con 56 trefoli inferiormente e 4 trefoli superiormente, analogamente all'impalcato A.

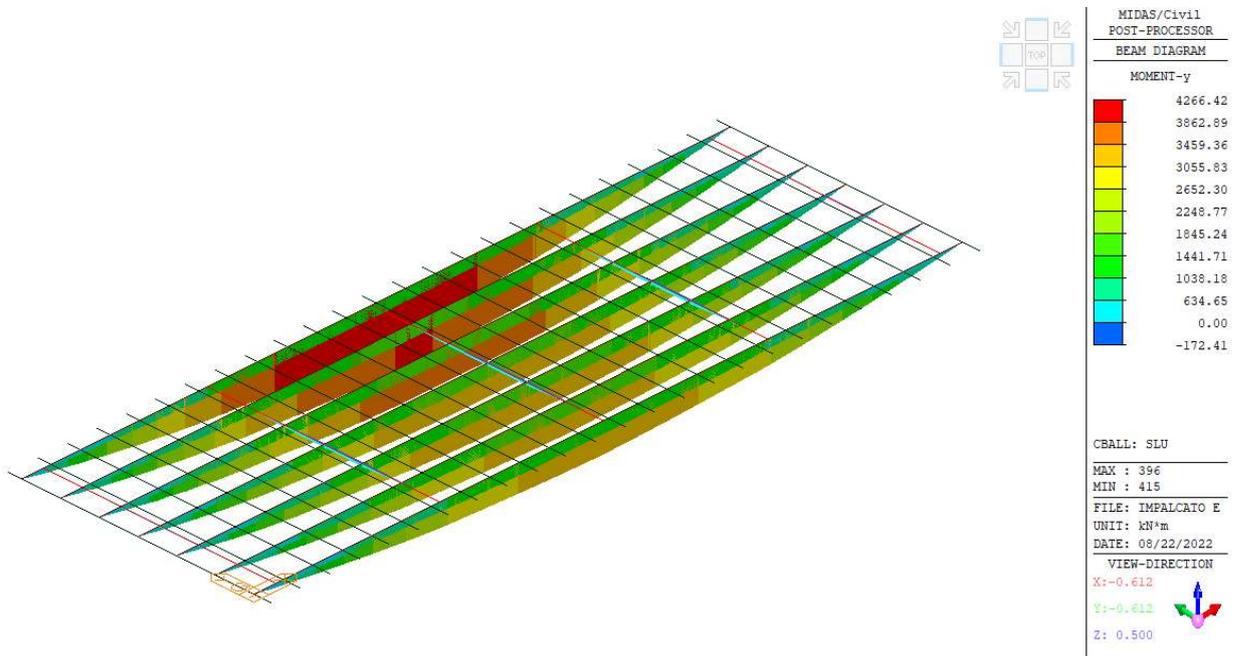


Figura 74 Diagramma di momento flettente

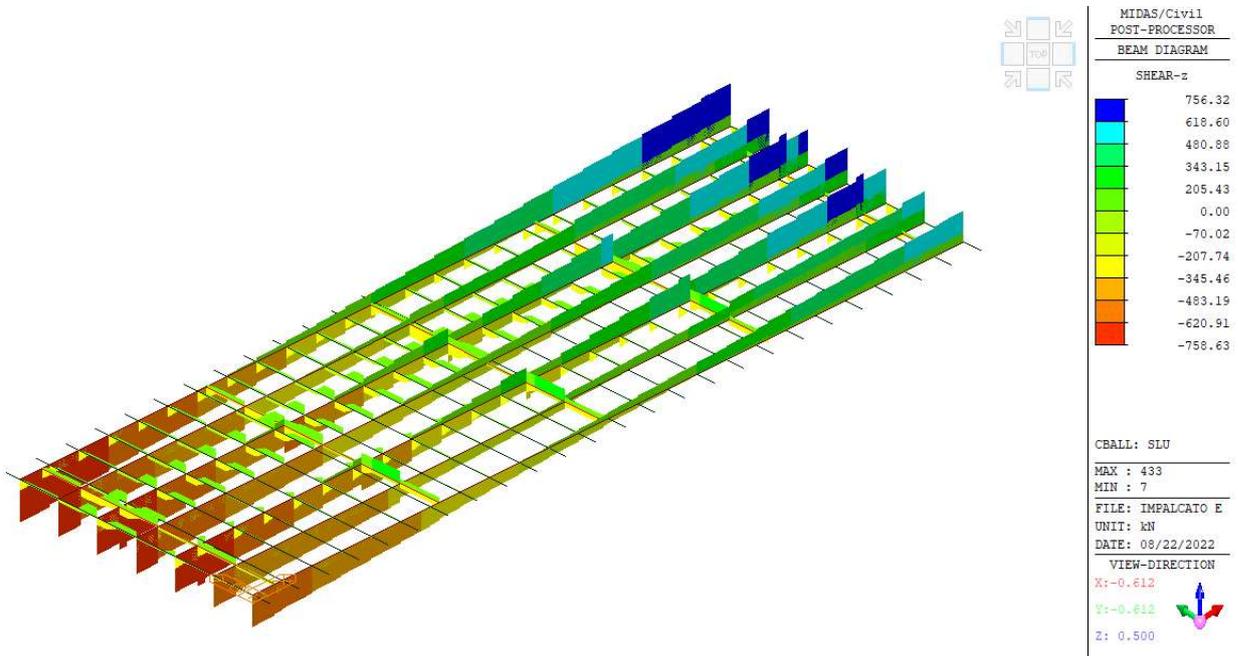


Figura 75 Diagramma di taglio

8.4.1 VERIFICA A FLESSIONE

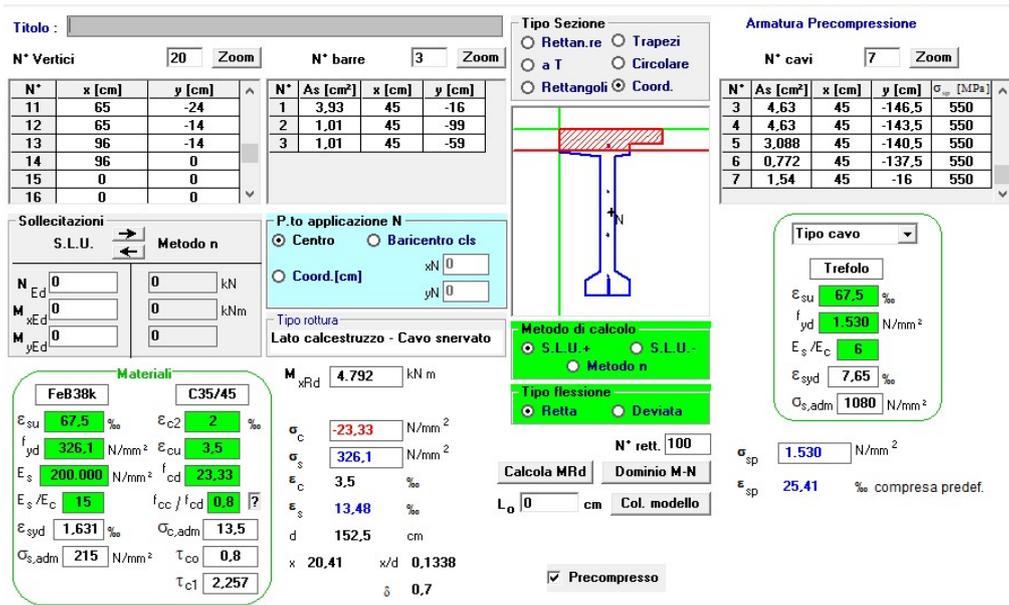


Figura 76 Calcolo del momento resistente

I momenti sollecitante e resistente valgono:

$$M_{Ed} = 4267 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 4792 \text{ kNm}$$

La verifica è soddisfatta con un fattore di sicurezza:

$$IS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.12$$

8.4.2 VERIFICA A TAGLIO – NTC18 §4.1.2.3.5.2

Analogamente all'impalcato di *tipo D*, si riportano solo i rapporti di sicurezza per le azioni taglianti. L'armatura a taglio della trave è assunta congruente a quella presente negli impalcato di *tipo A*.

Nel primo tratto di lunghezza 1m il coefficiente di sicurezza vale:

$$IS = V_{Rd}/V_{Ed} = 1.30$$

Mentre, oltre tale coordinata il rapporto vale:

$$IS = V_{Rd}/V_{Ed} = 1.19$$

8.5 IMPALCATO TIPO F

L'impalcato F è quello che misura la larghezza maggiore, si compone di 10 travi longitudinali e misura una luce complessiva di ml. 20.00. Anche in questo caso si assume una quantità di acciaio armonico pari a quella prevista nell'impalcato di tipo A.

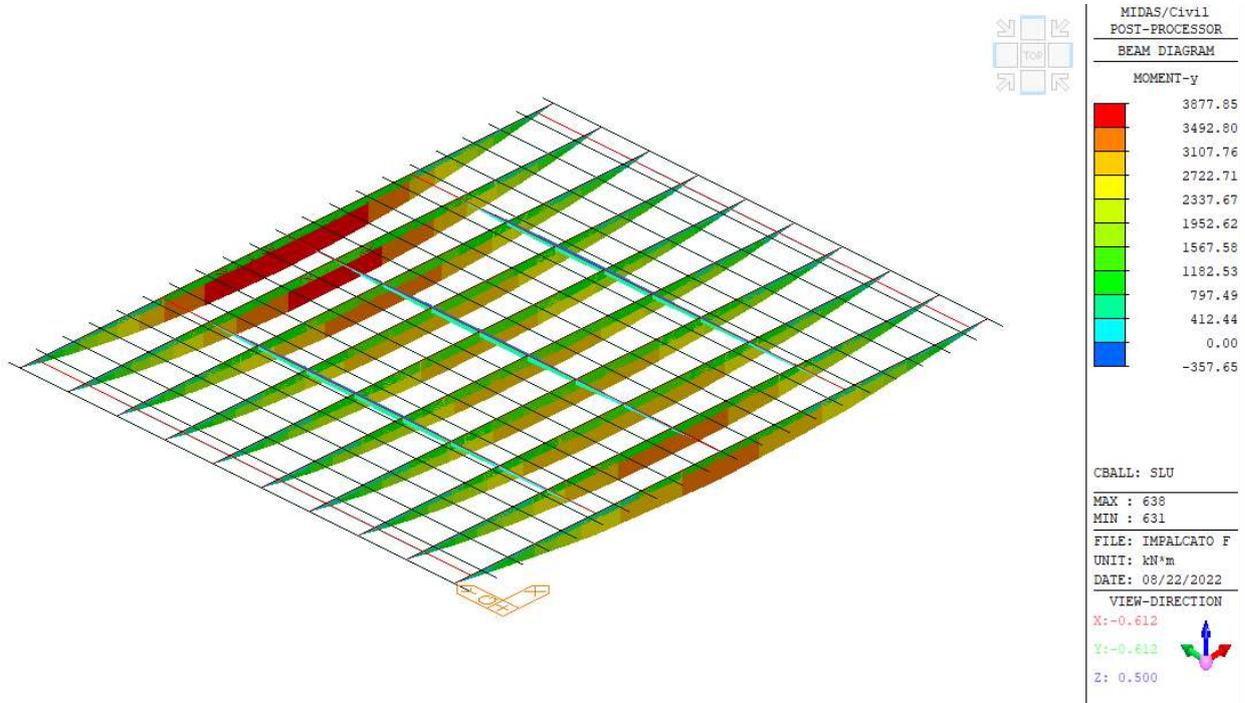


Figura 77 Diagramma di momento flettente

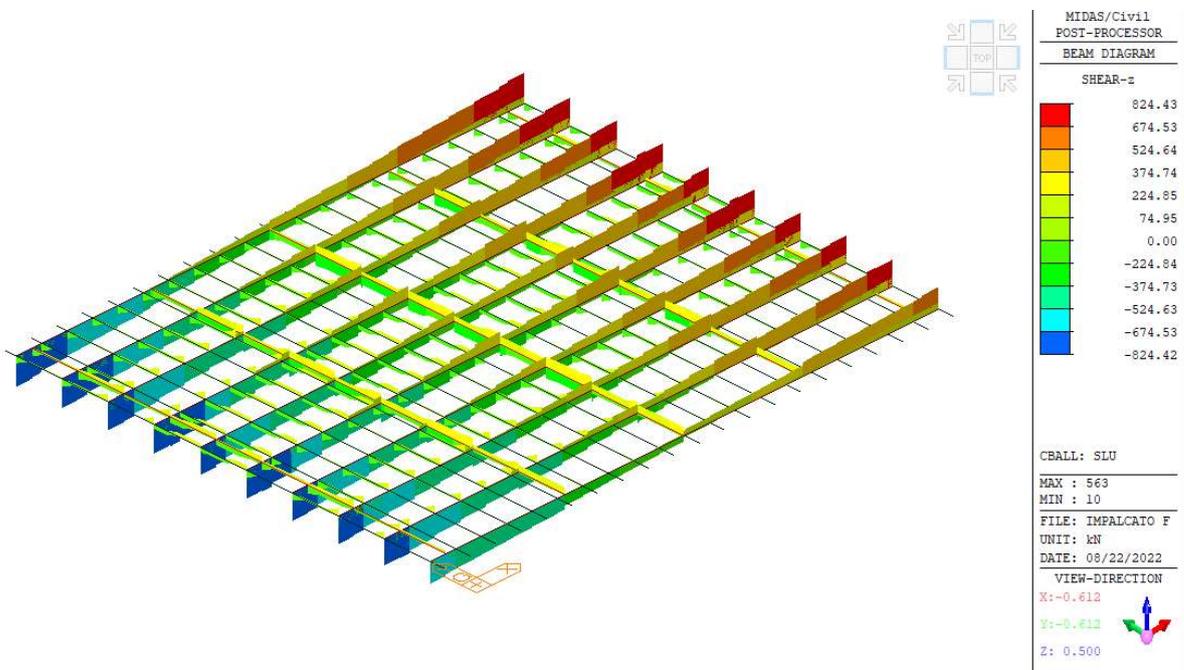


Figura 78 Diagramma di taglio

8.5.1 VERIFICA A FLESSIONE

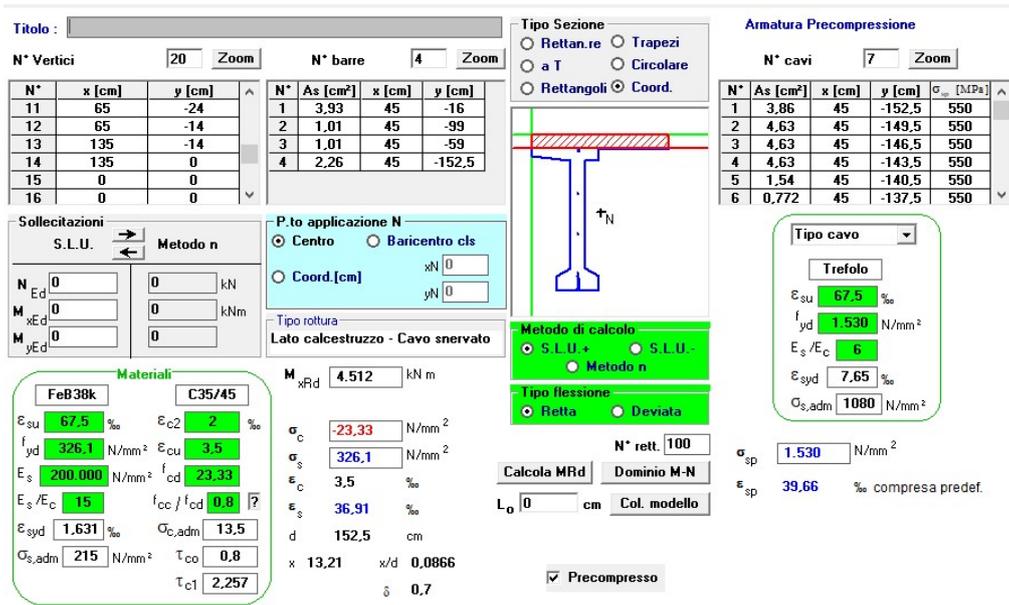


Figura 79 Calcolo del momento resistente

I momenti sollecitante e resistente valgono:

$$M_{Ed} = 3877 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 4512 \text{ kNm}$$

La verifica è soddisfatta con un fattore di sicurezza:

$$IS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.16$$

8.5.2 VERIFICA A TAGLIO – NTC18 §4.1.2.3.5.2

Analogamente a quanto eseguito per gli impalcati precedenti, si riportano solo i rapporti di verifica delle sollecitazioni:

Nel primo tratto di lunghezza 1m il coefficiente di sicurezza vale:

$$IS = V_{Rd}/V_{Ed} = 1.19$$

Mentre, oltre tale coordinata il rapporto vale:

$$IS = V_{Rd}/V_{Ed} = 1.12$$

Tutte le verifiche sono soddisfatte.

8.6 VERIFICA TRAVE CON DIFETTO

Nel seguente paragrafo si esegue la verifica a flessione della trave che presenta il difetto da urto secondo quanto riportato al § 1.3 della seguente relazione. L'impalcato in questione è di *Tipo B* a 12 travi e la trave ammalorata è quella di bordo.

Dall'analisi del difetto a seguito di sopralluogo, si verifica la resistenza a flessione della trave considerando quanto segue:

- Riduzione della sezione di cls pari al copriferro;
- Riduzione dell'armatura precompressa in acciaio armonico pari a 3 trefoli.

TITOLO : []

N° Vertici: 20 Zoom N° barre: 3 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
6	24	-155
7	60	-155
8	60	-141
9	50	-133
10	50	-26
11	65	-24

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,93	45	-16
2	1,01	45	-99
3	1,01	45	-59

Armatura Precompressione

N° cavi: 10 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	4,24	43	-152,5	550
2	4,24	43	-149,5	550
3	4,24	43	-146,5	550
4	4,63	43	-143,5	550
5	3,080	43	-140,5	550
6	1,54	43	-137,5	550

Materiali

FeB38k	C35/45
ε _{su} 67,5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 326,1 N/mm²	ε _{cu} 3,5 ‰
E _s 200.000 N/mm²	f _{cd} 23,33
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
ε _{syd} 1,631 ‰	σ _{c,adm} 13,5
σ _{s,adm} 215 N/mm²	τ _{co} 0,8
	τ _{c1} 2,257

Metodo di calcolo

Metodo n

Calcolo M_{Rd}

M_{xRd} 5,041 kN m

σ_c -23,33 N/mm²

σ_s 326,1 N/mm²

ε_c 3,5 ‰

ε_s 9,413 ‰

d 152,5 cm

x 26,83 x/d 0,176

δ 0,7

Armatura Precompressione

Trefolo

ε_{su} 67,5 ‰

f_{yd} 1.530 N/mm²

E_s/E_c 6

ε_{syd} 7,65 ‰

σ_{s,adm} 1080 N/mm²

σ_{sp} 1.530 N/mm²

ε_{sp} 19,14 ‰ compressa pref.

N° rett. 100

Col. modello

Precompresso

Figura 80 Calcolo del momento resistente

Si stima dunque il rapporto di incidenza del difetto come rapporto tra il momento resistente della trave ammalorata e di quella integra:

$$ID = M_{Rd,dif} / M_{Rd,0} = 0,95$$

L'incidenza è dunque del 5%.

La verifica nel rispetto della sollecitazione flettente agente è soddisfatta.

9 VERIFICA IMPALCATI ALLO STATO DI PROGETTO

Quanto fatto sopra viene ora eseguito nuovamente per la condizione di progetto. Si è infatti evidenziata la necessità di intervenire sulla soletta dell'impalcato al fine di colmare la deficienza nei confronti della sollecitazione di taglio eseguendo una scarifica della soletta esistente pari a 3cm e quindi ringrossando l'elemento con un getto integrativo di spessore 8cm per un'altezza finale della soletta pari a 19cm.

Nel seguito vengono riportati i diagrammi di sollecitazione per tutti gli impalcati per due stati limiti:

- Stato Limite Ultimo - SLU per verifiche di flessione e taglio;
- Stato Limite d'Esercizio – SLE frequente per le verifiche dello stato di precompressione delle travi

In merito alle verifiche nei confronti delle condizioni d'esercizio, queste si rendono necessarie al fine di garantire una sufficiente durabilità dell'opera. Si vuole infatti verificare, nei confronti delle sollecitazioni generati dai carichi accidentali per ponti di nuova costruzione (condizione di adeguamento), che le travi conservino lo stato di *compressione totale*. Nel caso in cui tale stato non sia verificato, si procederà alla *Verifica di apertura delle fessure* in modo da evitare l'insorgere di quadri fessurati che possano portare alla corrosione dell'acciaio armonico dell'armatura di precompressione con conseguente perdita di resistenza.

9.1.1 IMPALCATO TIPO A

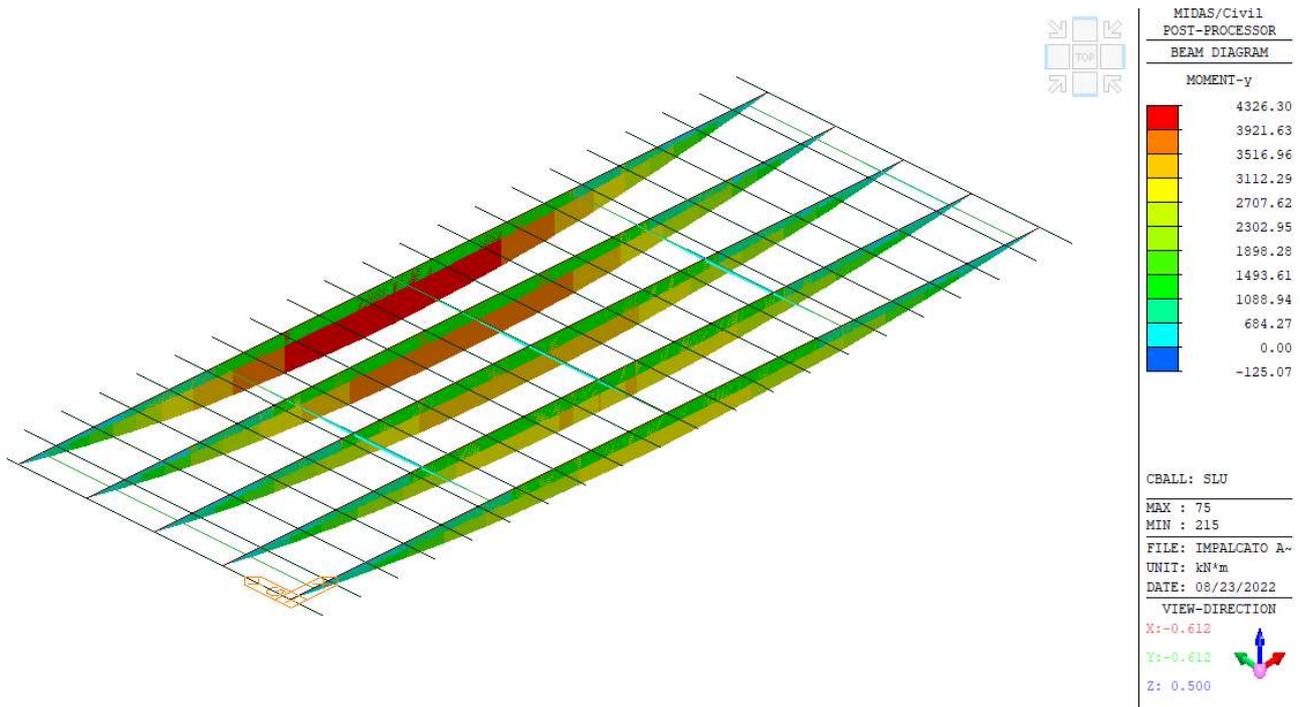


Figura 81 Diagramma di momento flettente – SLU

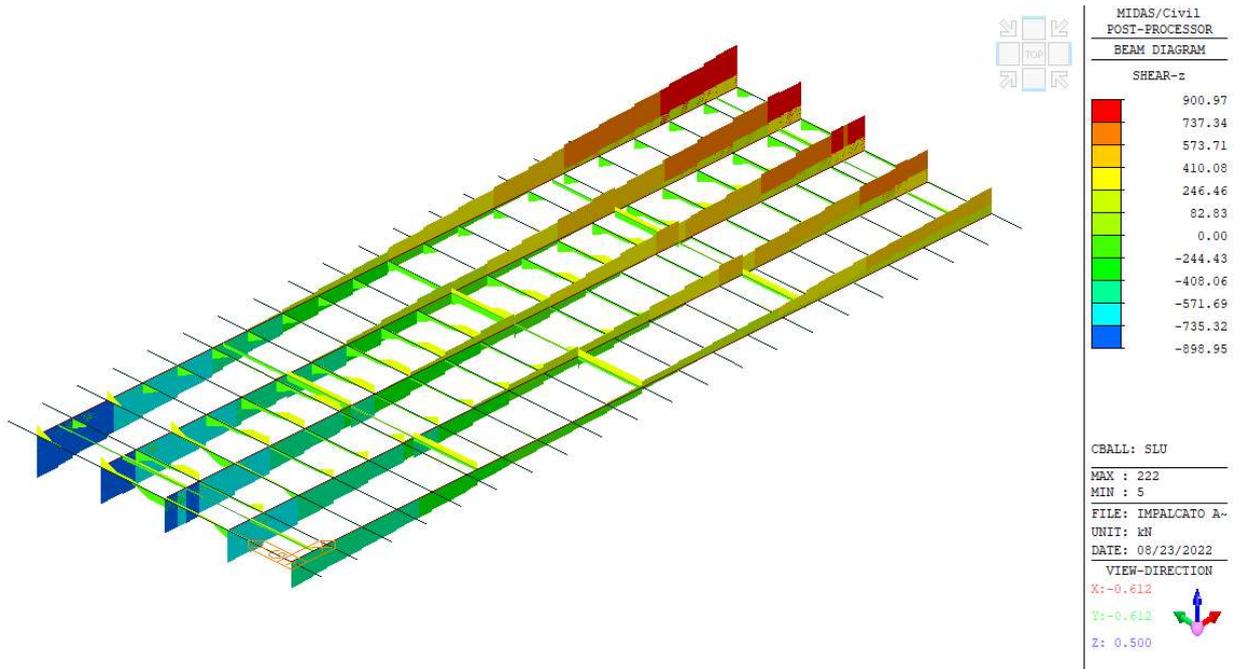


Figura 82 Diagramma di taglio – SLU

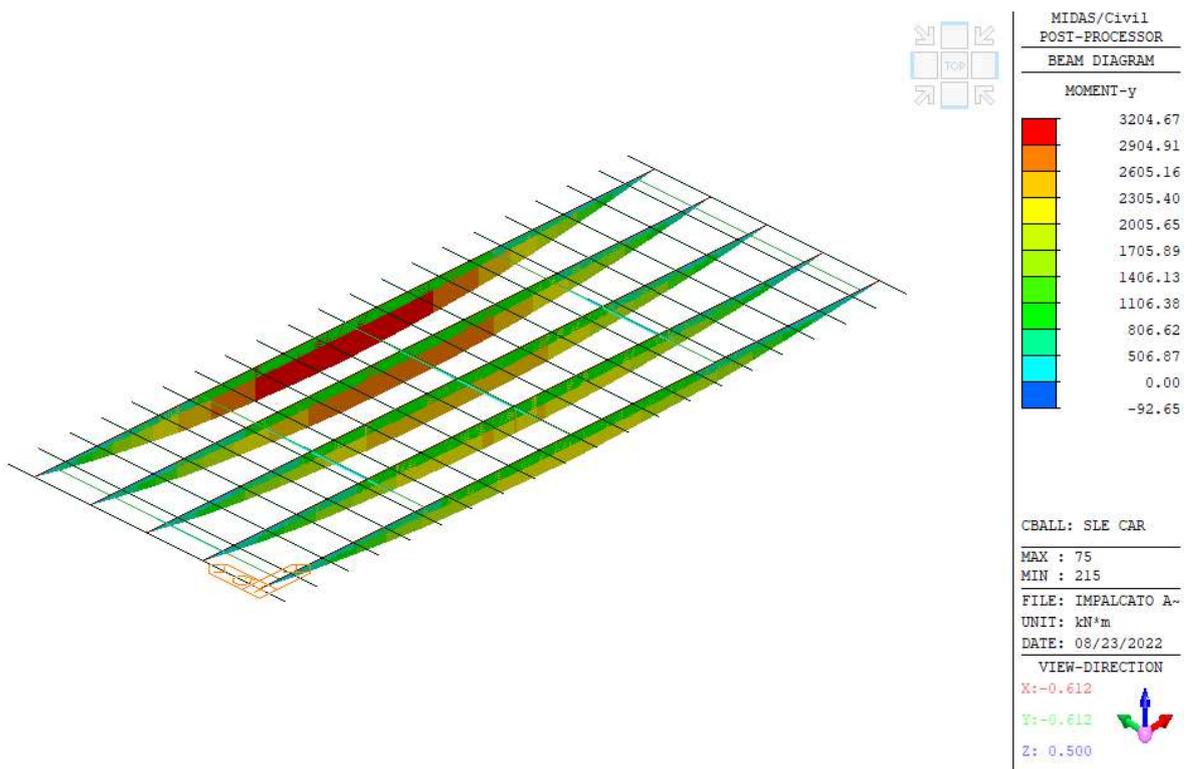


Figura 83 Diagramma di momento flettente – SLE caratteristica

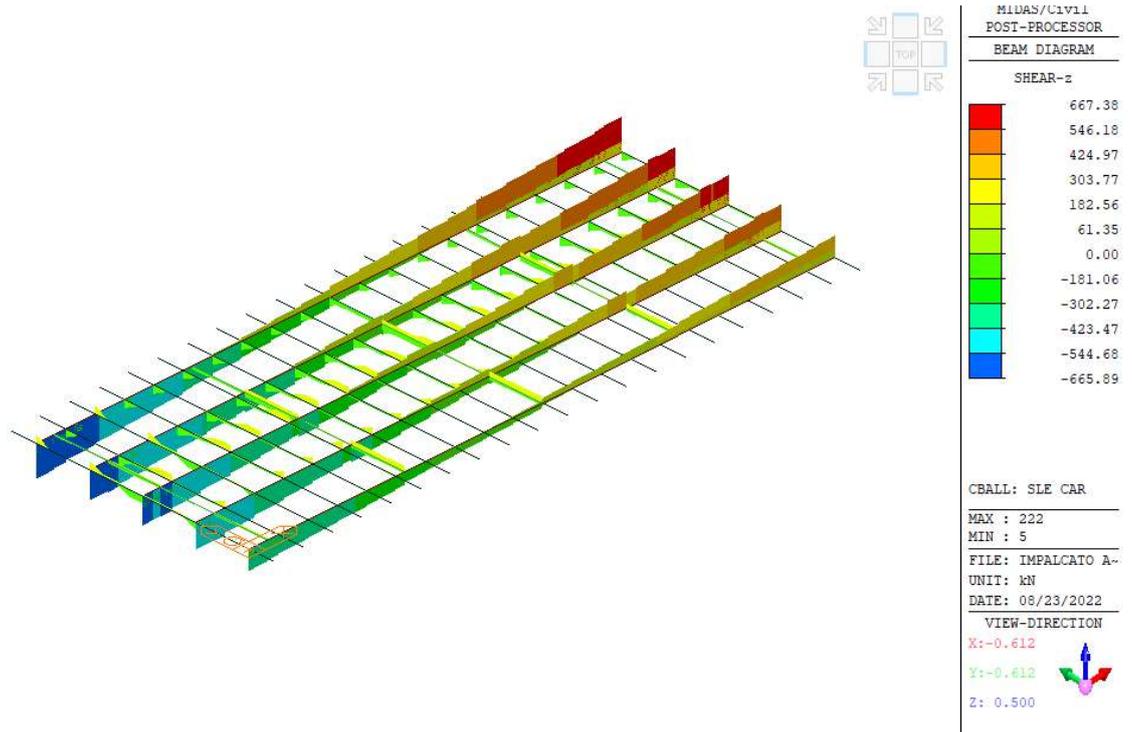


Figura 84 Diagramma di taglio – SLE caratteristica

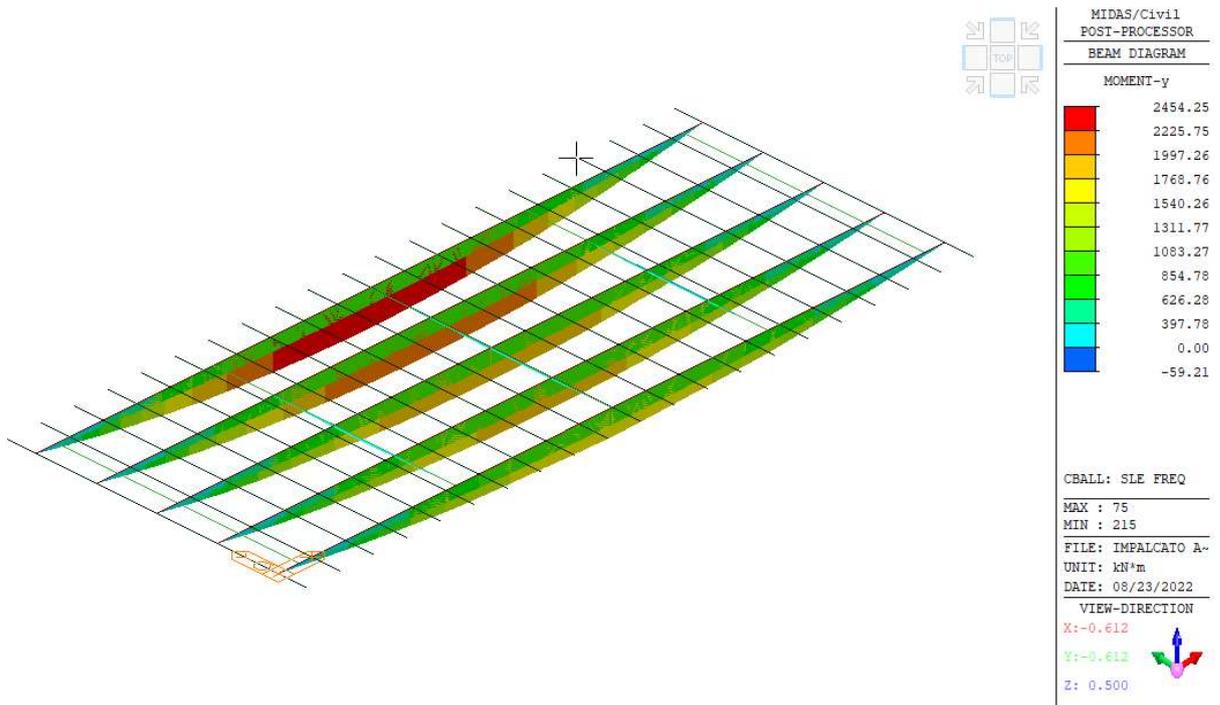


Figura 85 Diagramma di momento flettente - SLE frequente

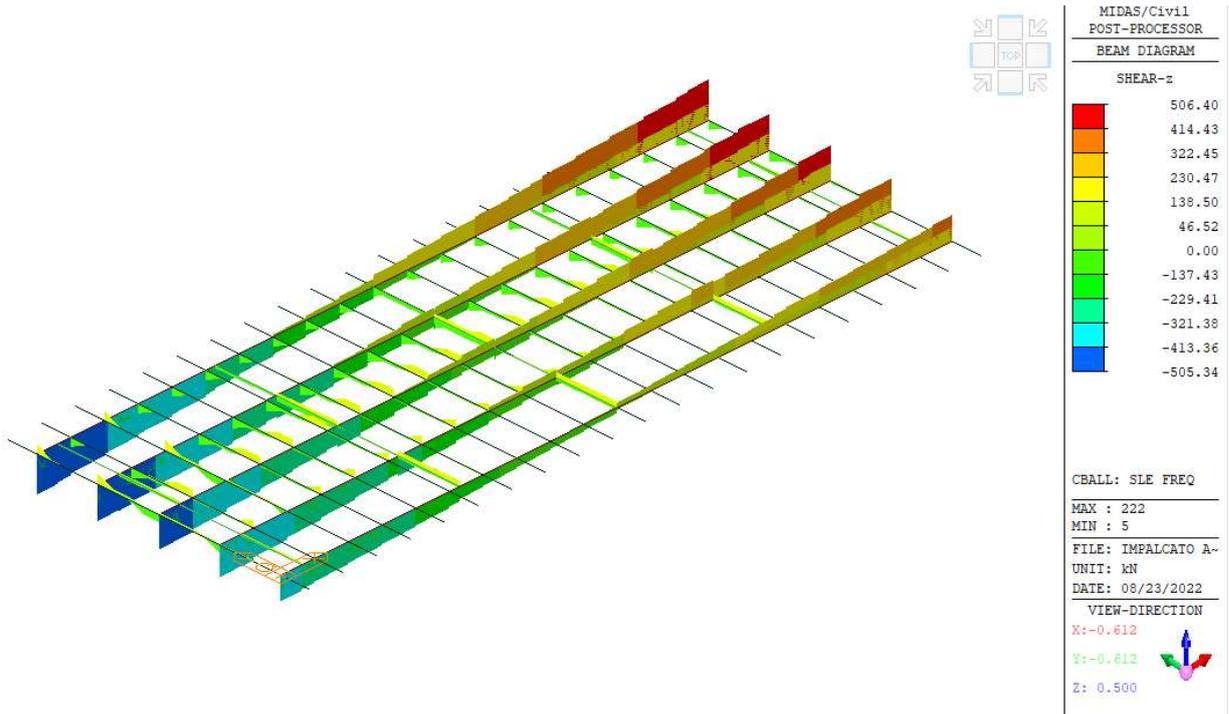


Figura 86 Diagramma di taglio - SLE frequente

9.1.2 IMPALCATO TIPO B

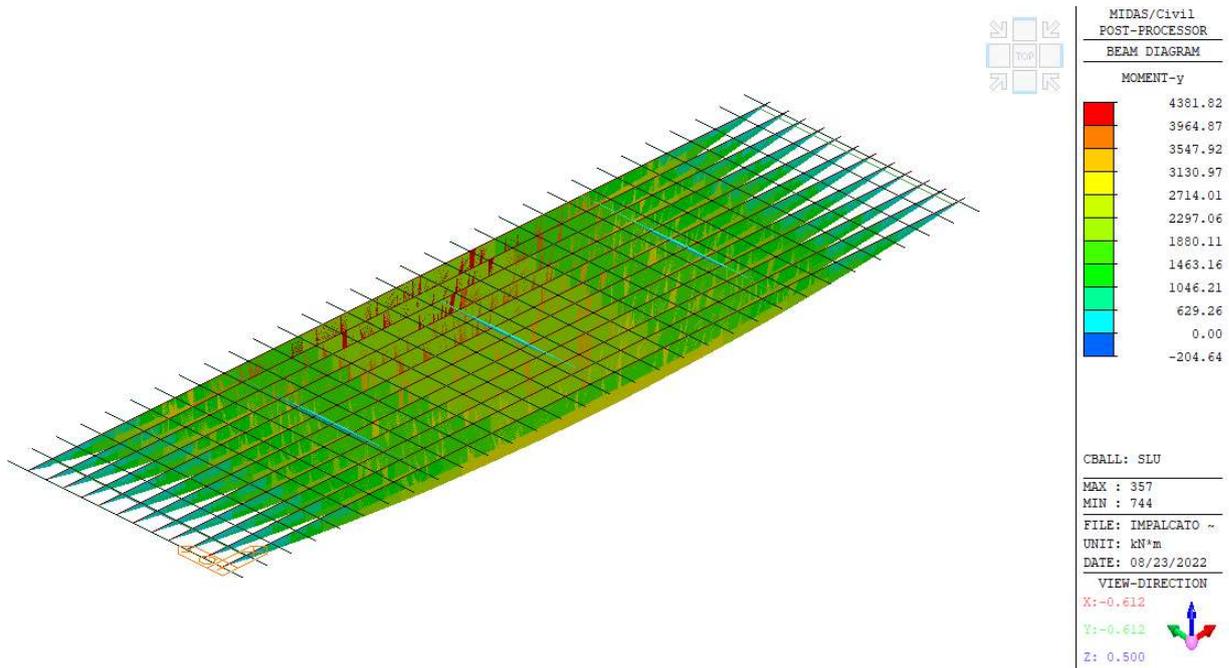


Figura 87 Diagramma di momento flettente – SLU

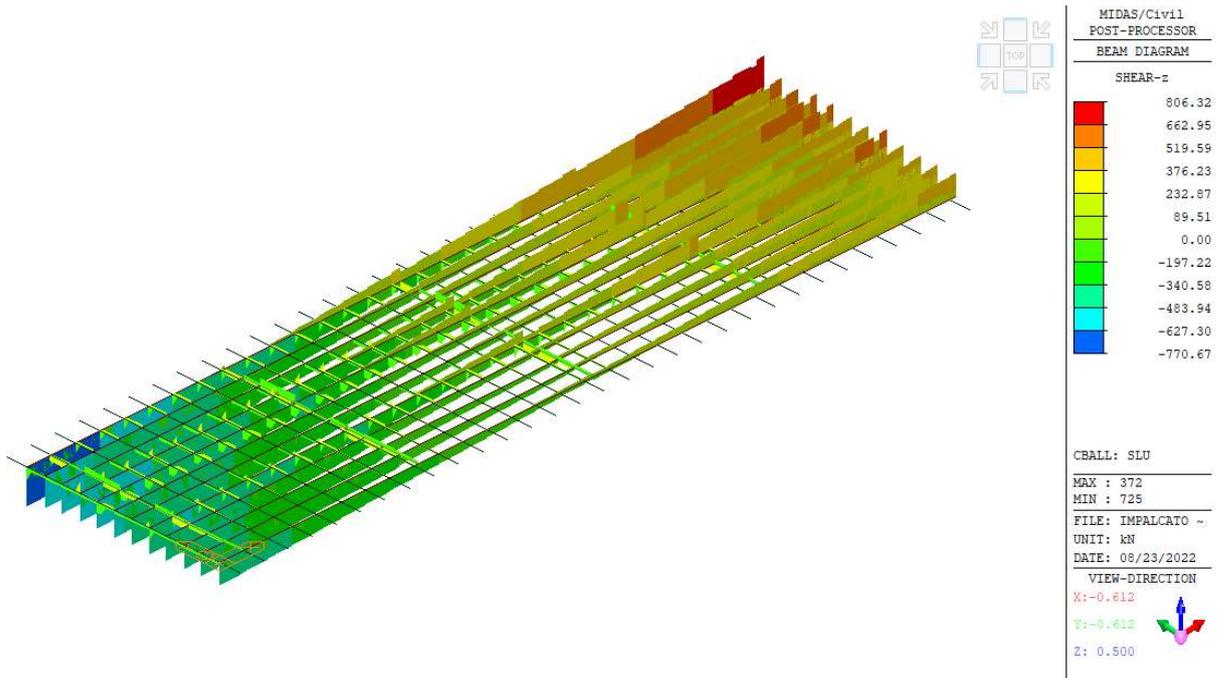


Figura 88 Diagramma di taglio – SLU

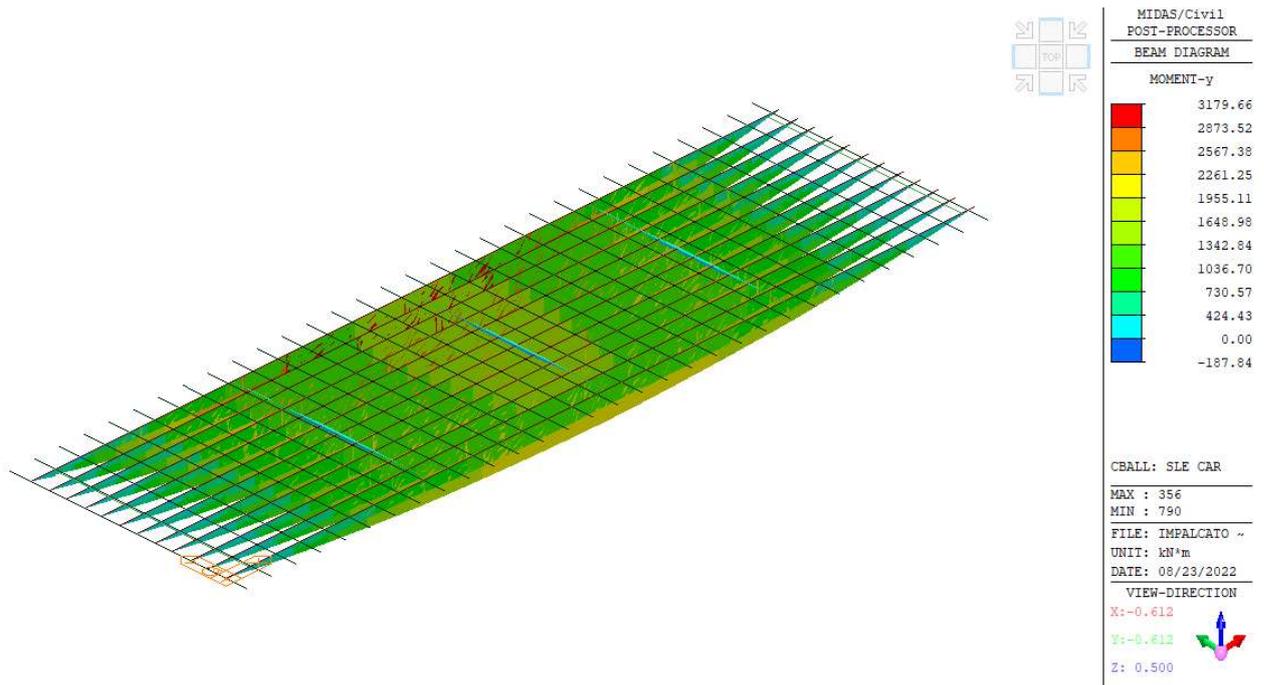


Figura 89 Diagramma di momento flettente - SLE caratteristica

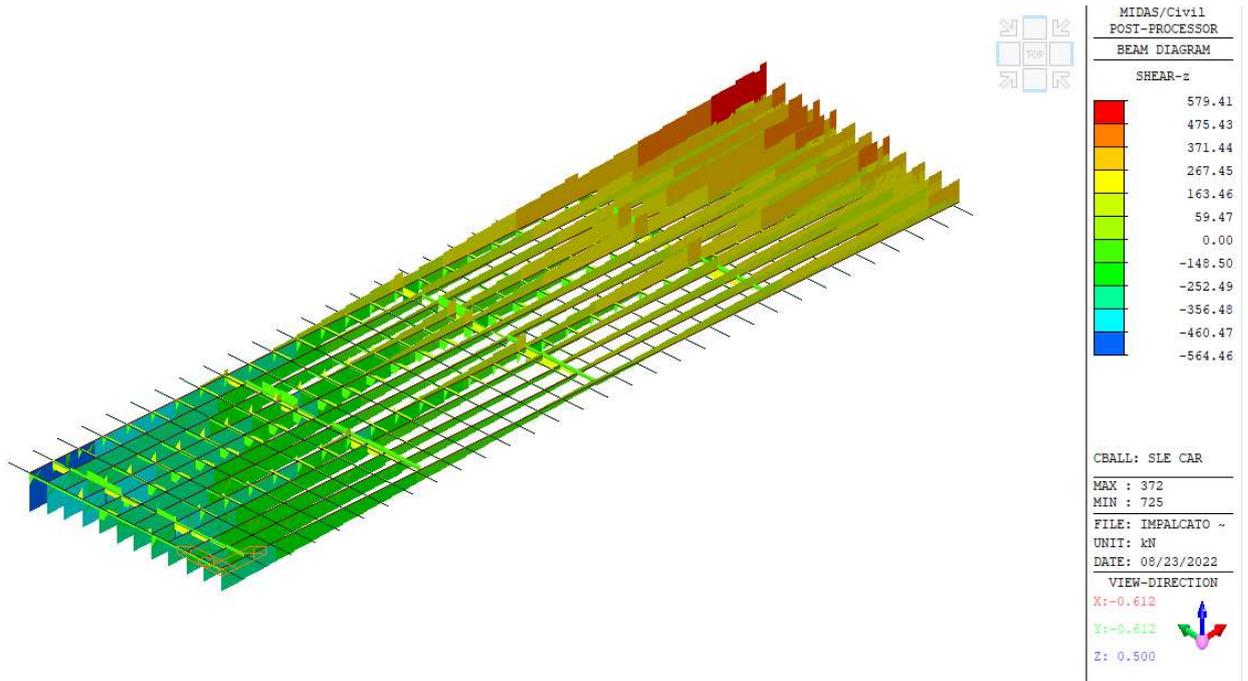


Figura 90 Diagramma di taglio - SLE caratteristica

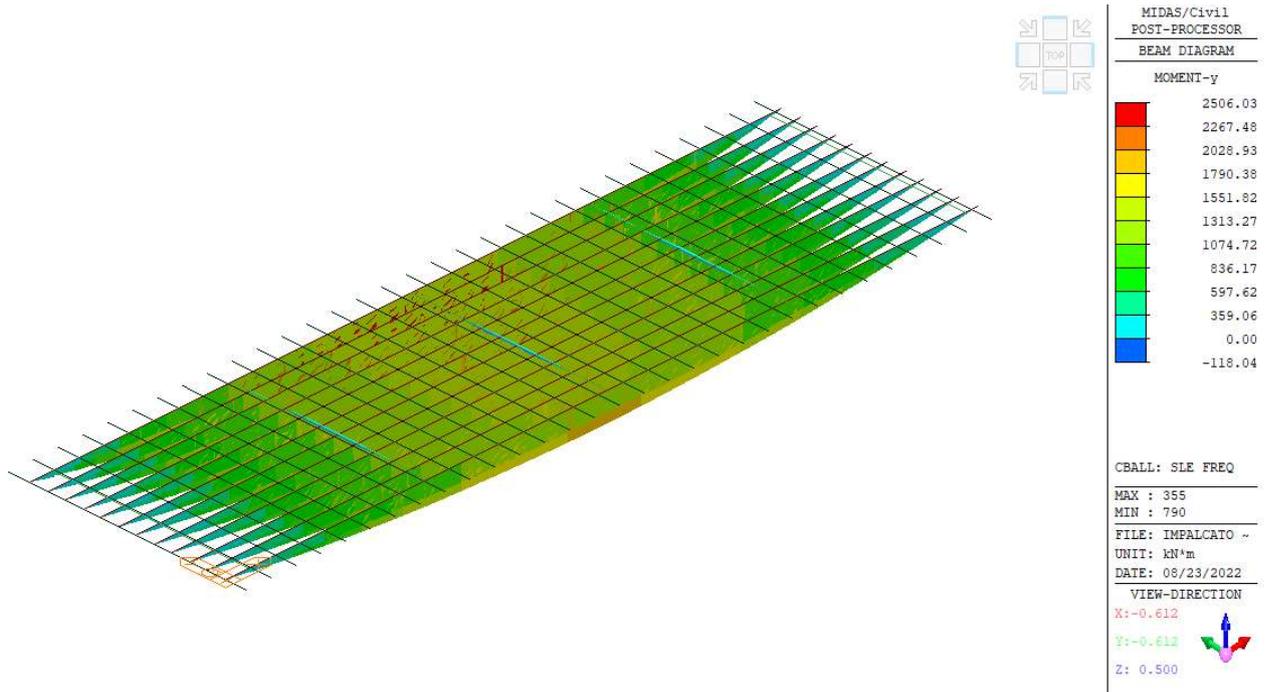


Figura 91 Diagramma di momento flettente - SLE frequente

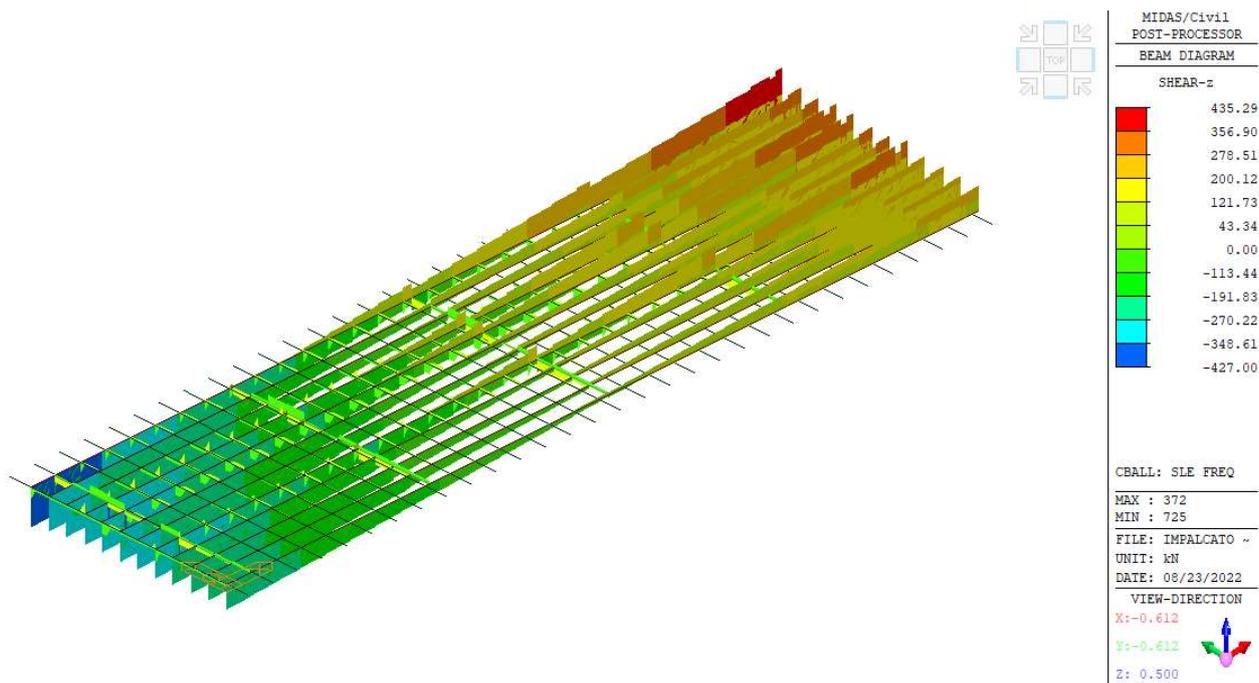


Figura 92 Diagramma di taglio - SLE frequente

9.1.3 IMPALCATO TIPO C

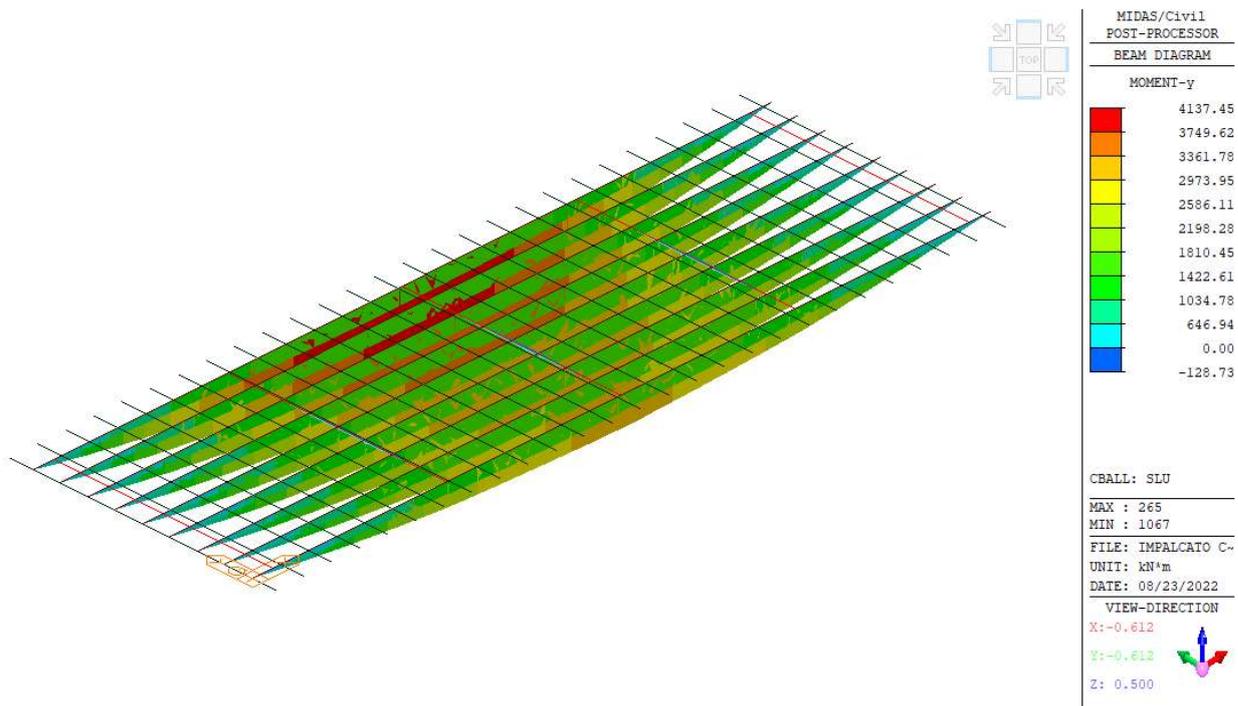


Figura 93 Diagramma di momento flettente – SLU

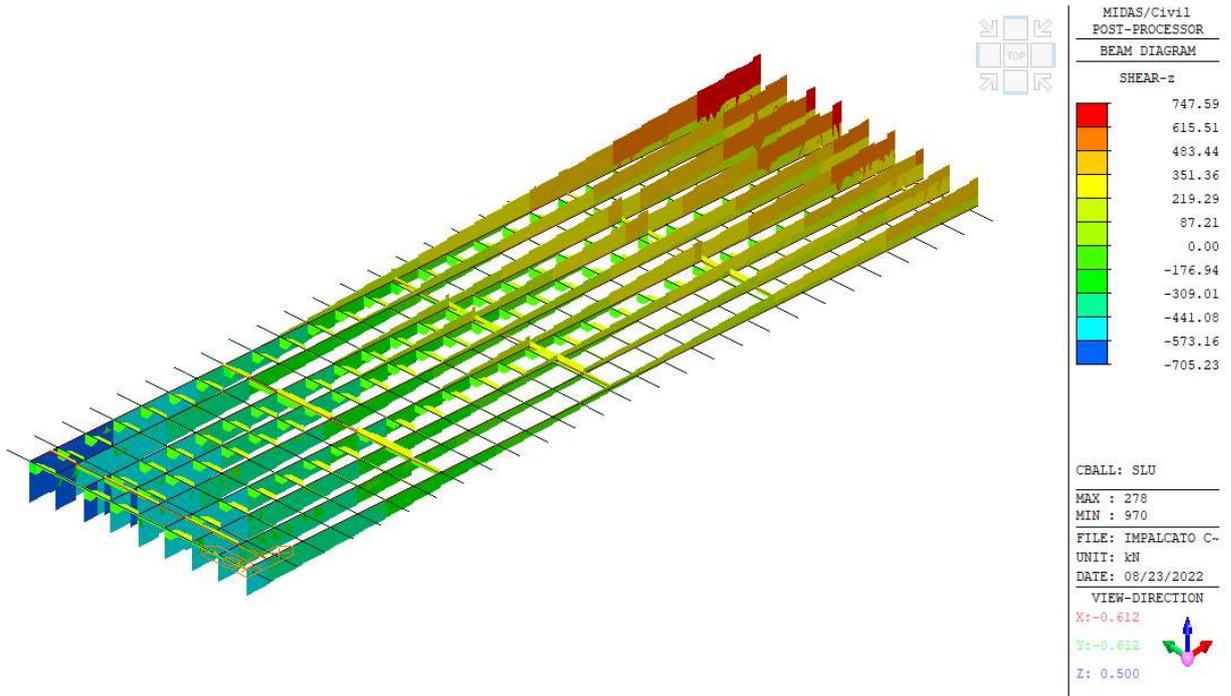


Figura 94 Diagramma di taglio – SLU

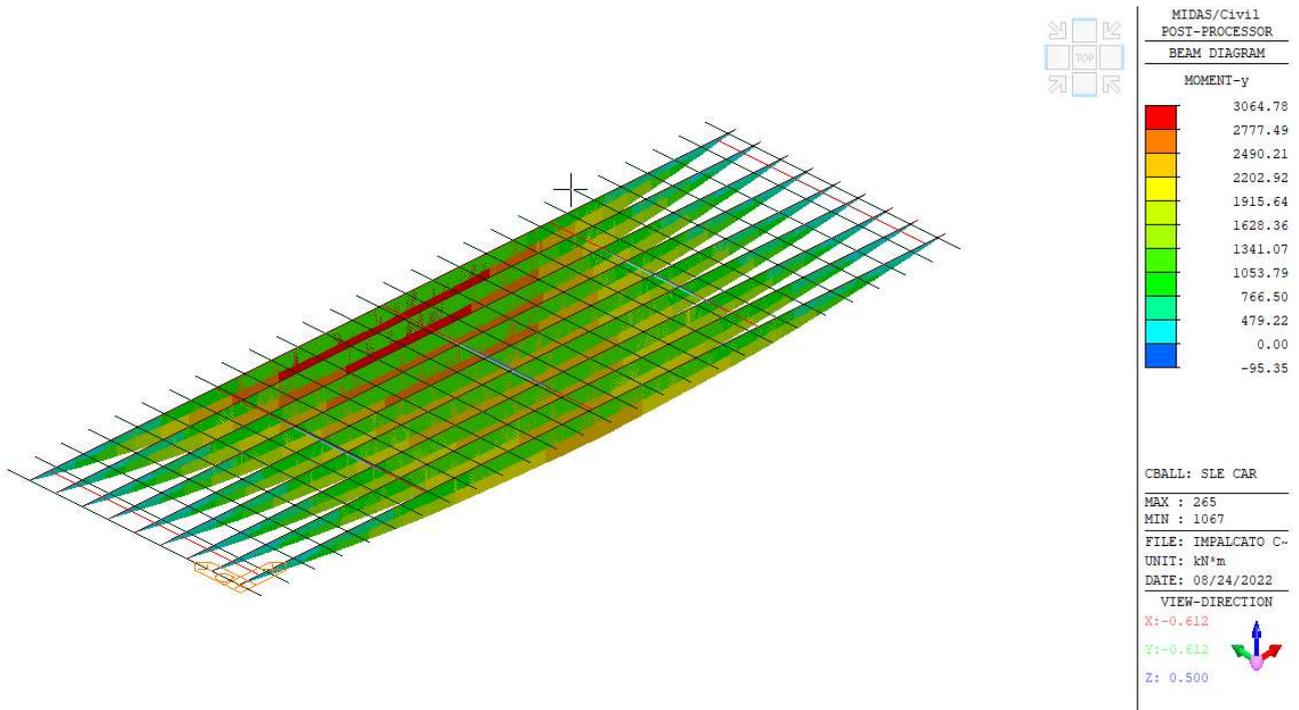


Figura 95 Diagramma di momento flettente - SLE caratteristica

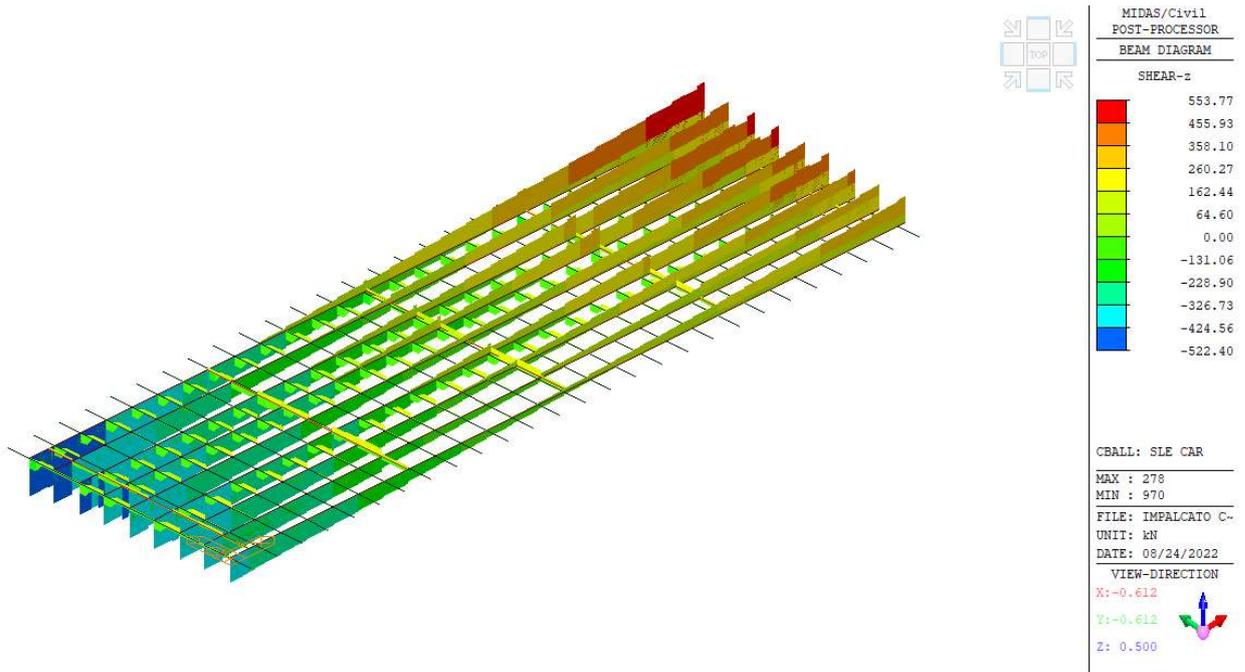


Figura 96 Diagramma di taglio - SLE caratteristica

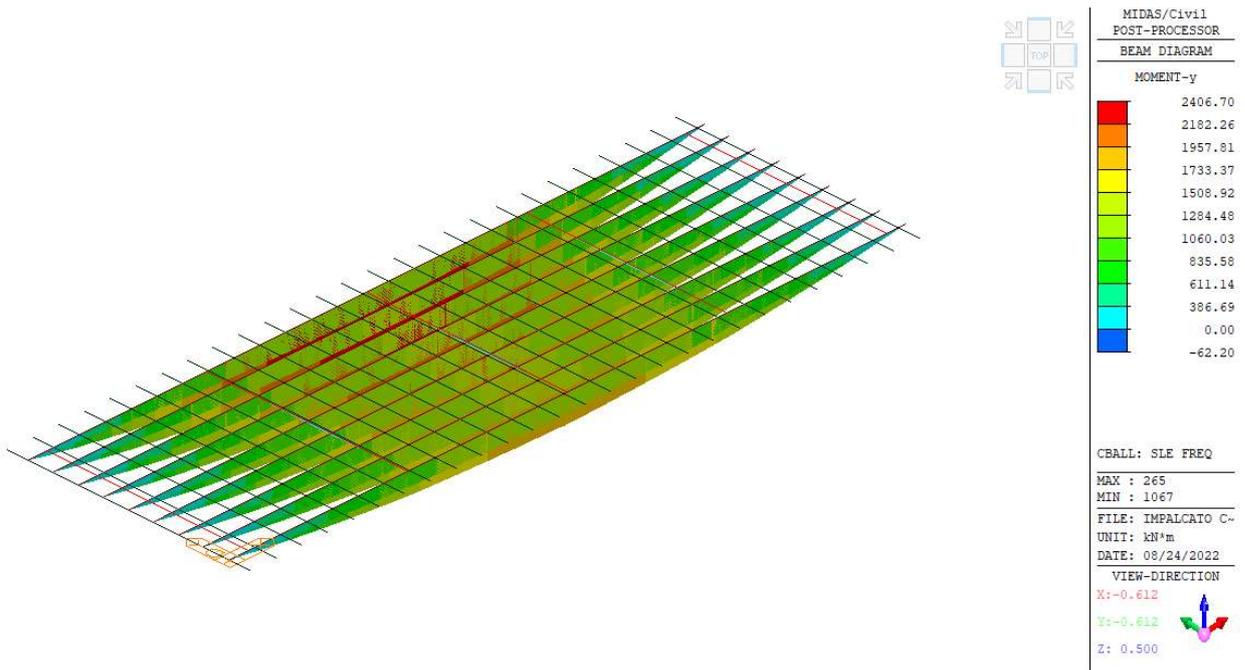


Figura 97 Diagramma di momento flettente - SLE frequente

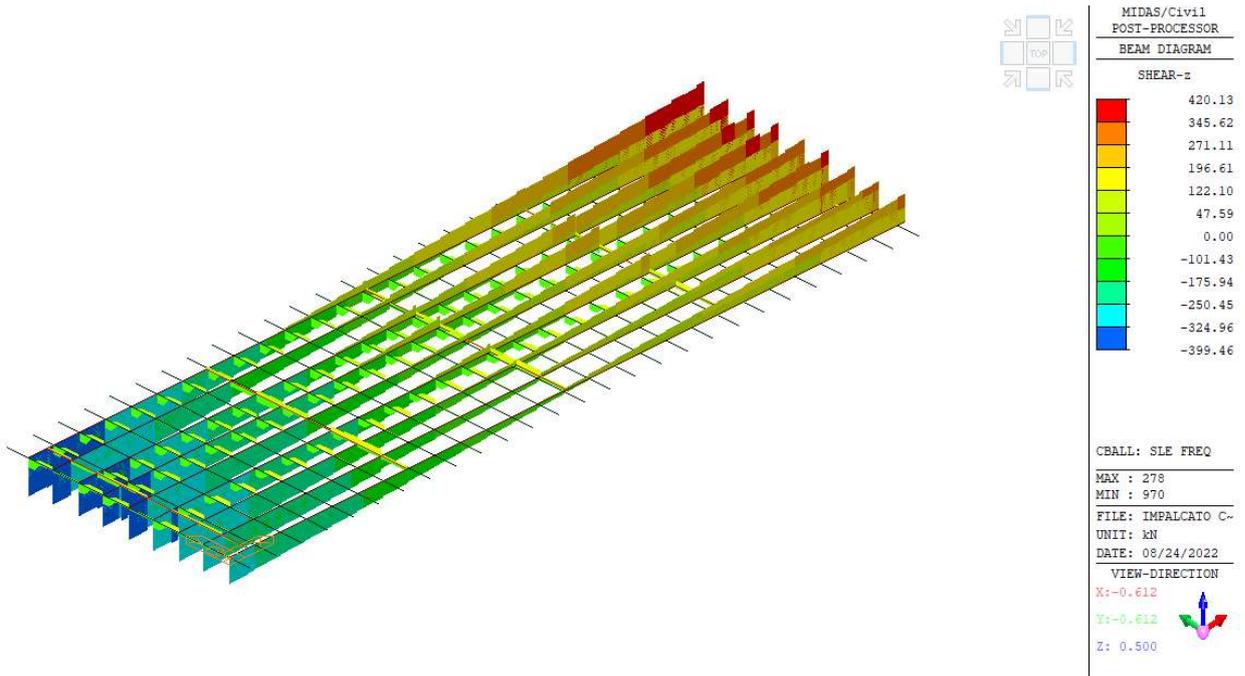


Figura 98 Diagramma di taglio - SLE frequente

9.1.4 IMPALCATO TIPO D

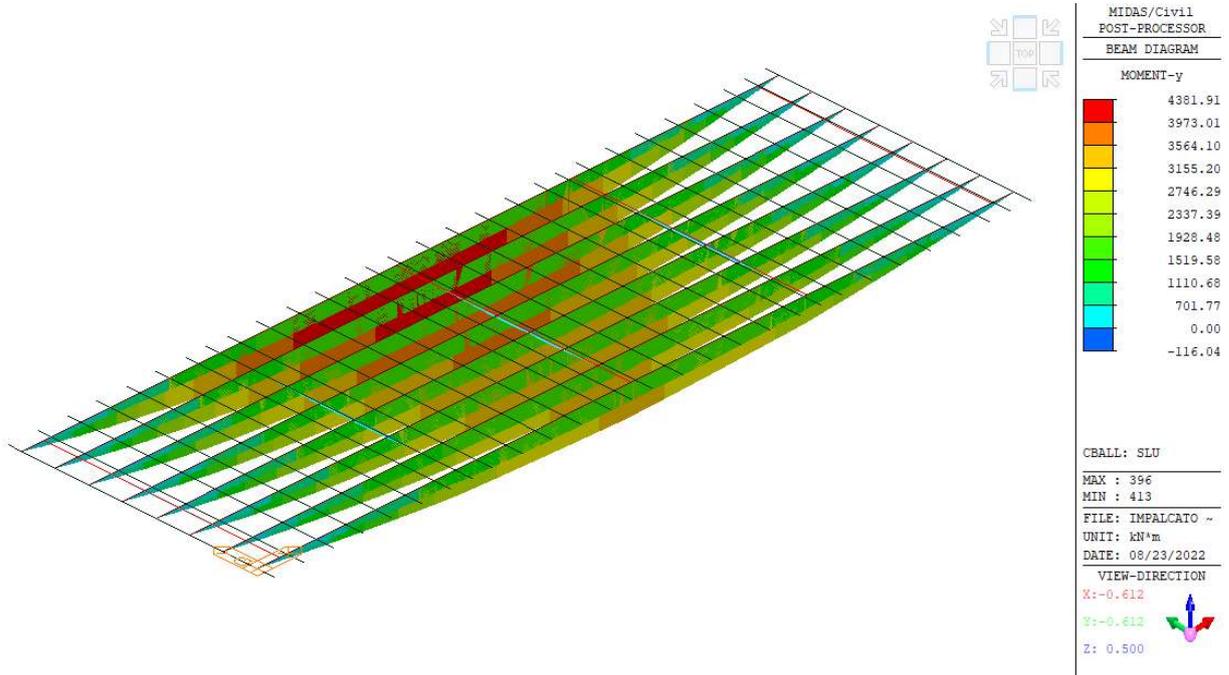


Figura 99 Diagramma di momento flettente – SLU

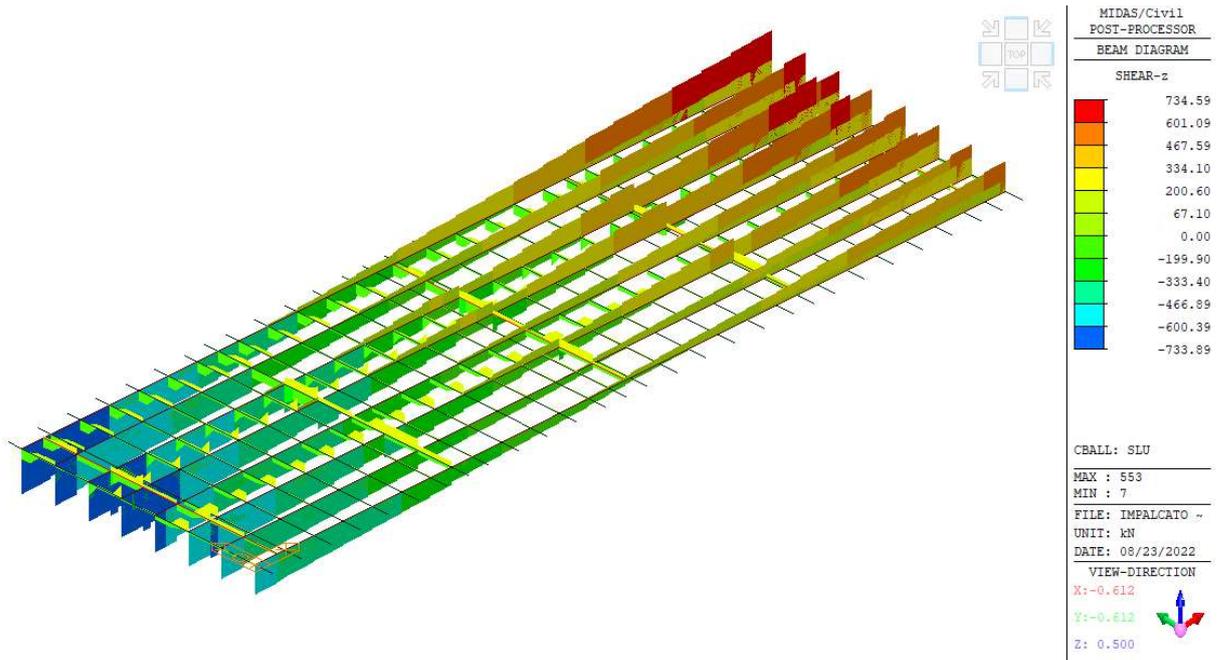


Figura 100 Diagramma di taglio – SLU

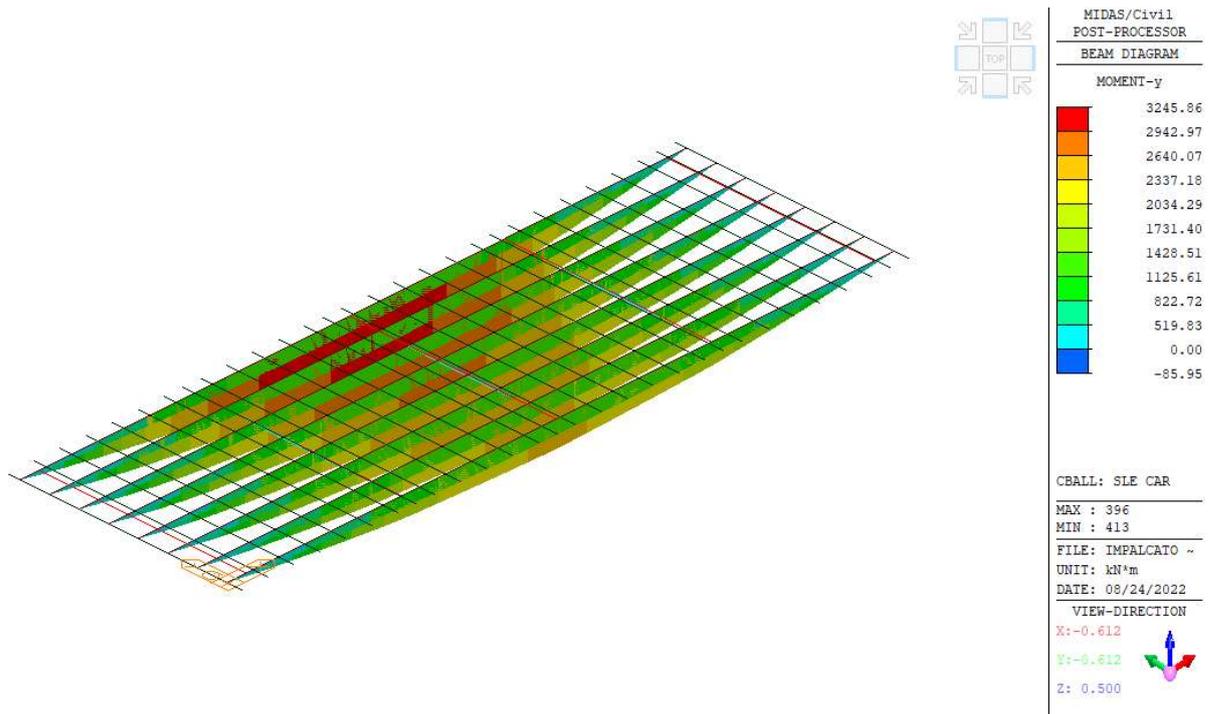


Figura 101 Diagramma di momento flettente - SLE caratteristica

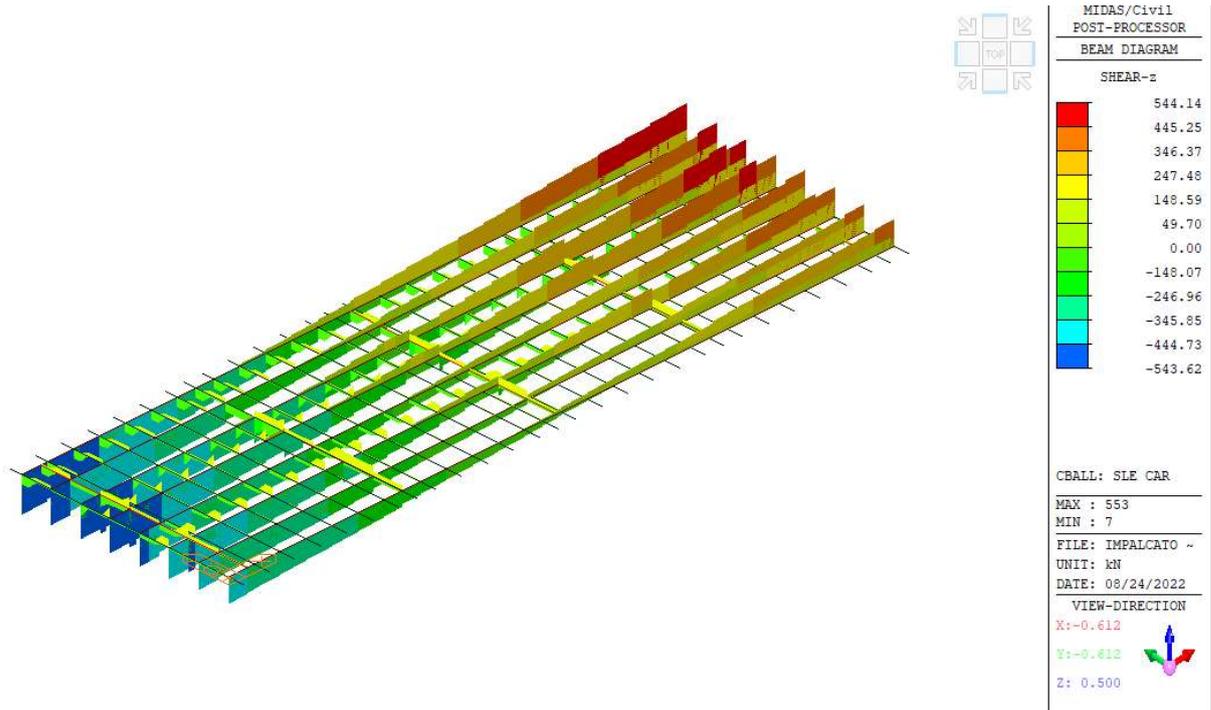


Figura 102 Diagramma di taglio - SLE caratteristica

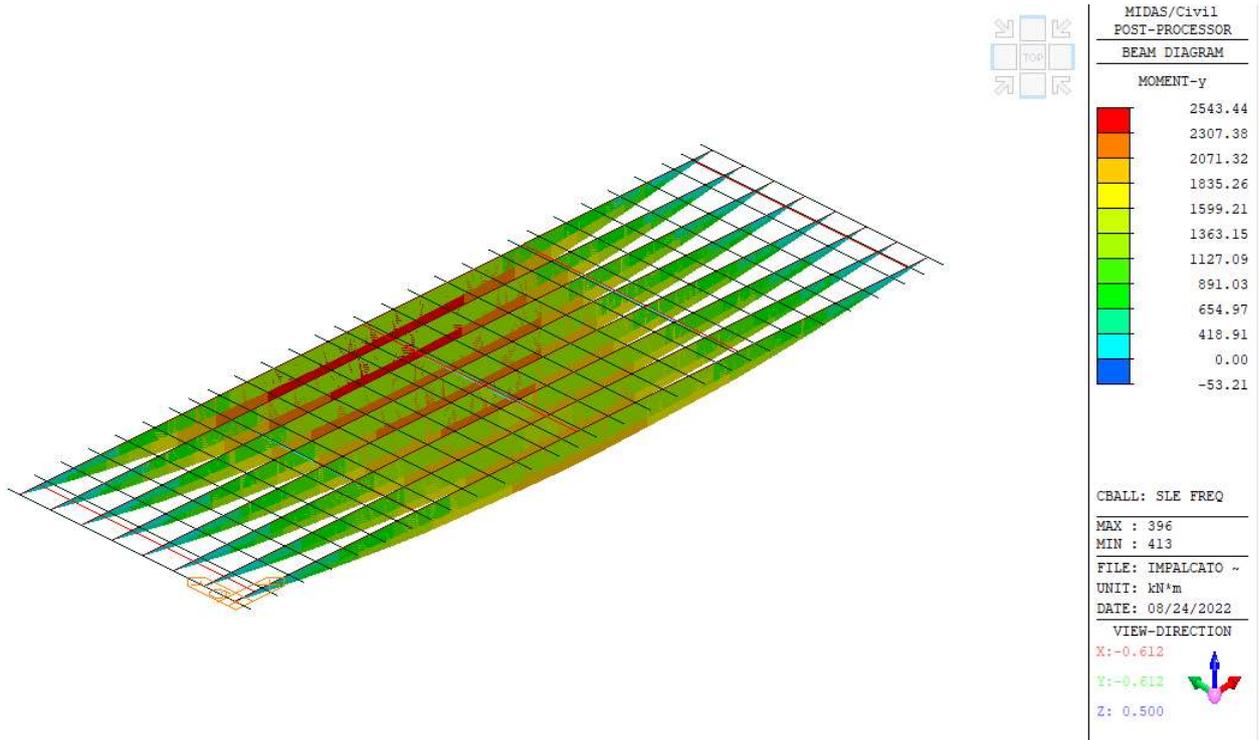


Figura 103 Diagramma di momento SLE frequente

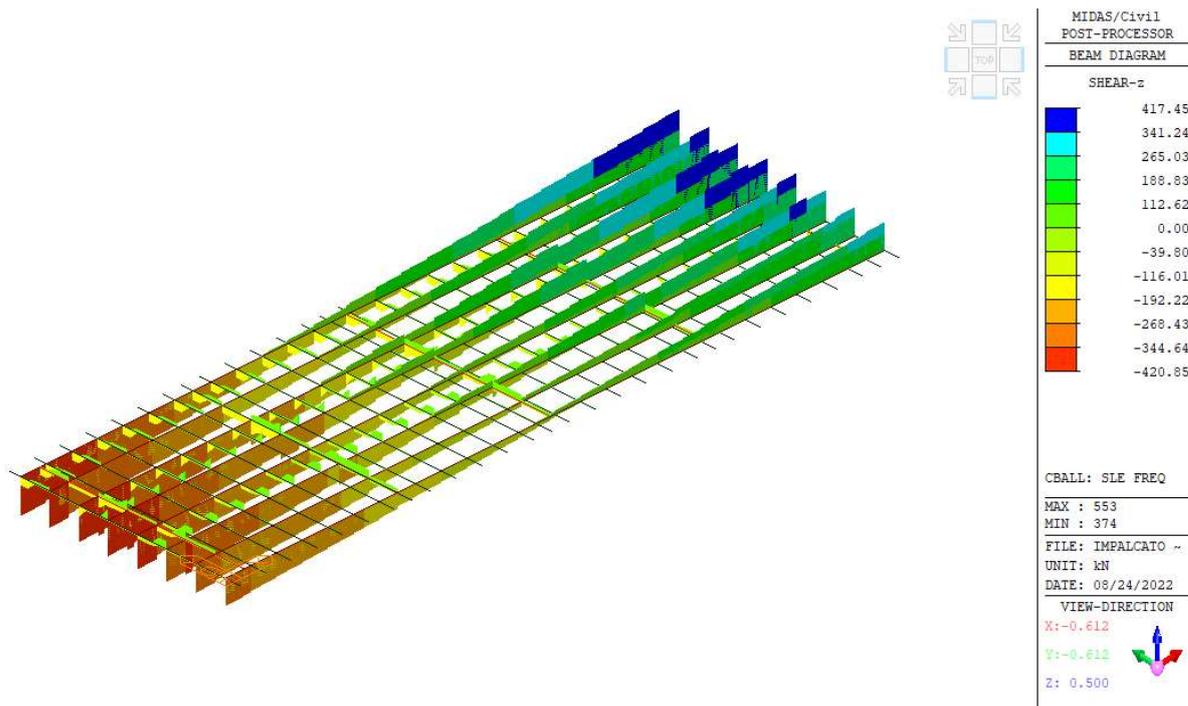


Figura 104 Diagramma di taglio - SLE frequente

9.1.5 IMPALCATO TIPO E

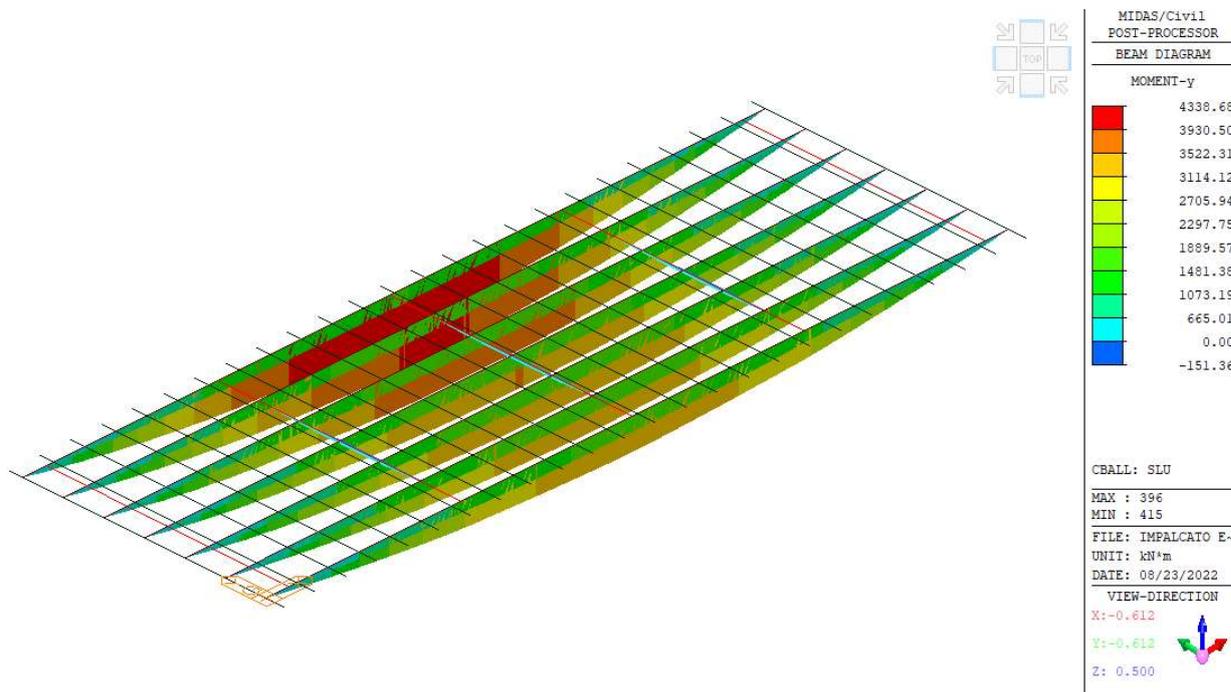


Figura 105 Diagramma di momento flettente – SLU

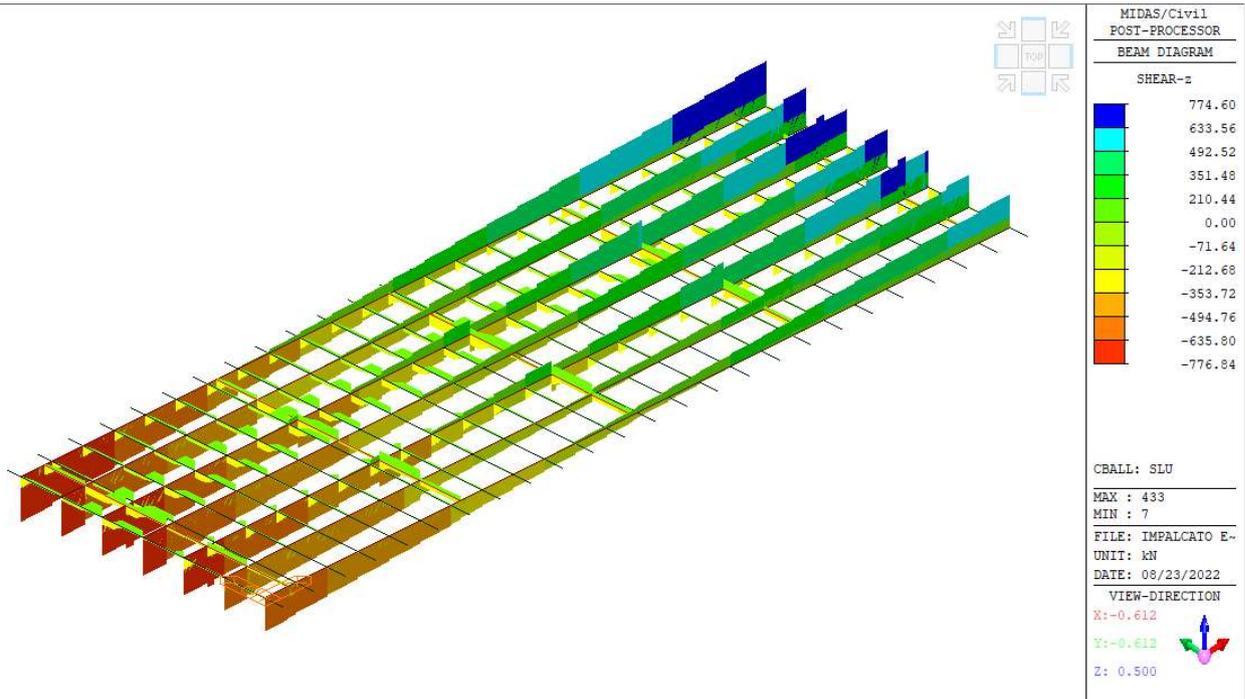


Figura 106 Diagramma di taglio – SLU

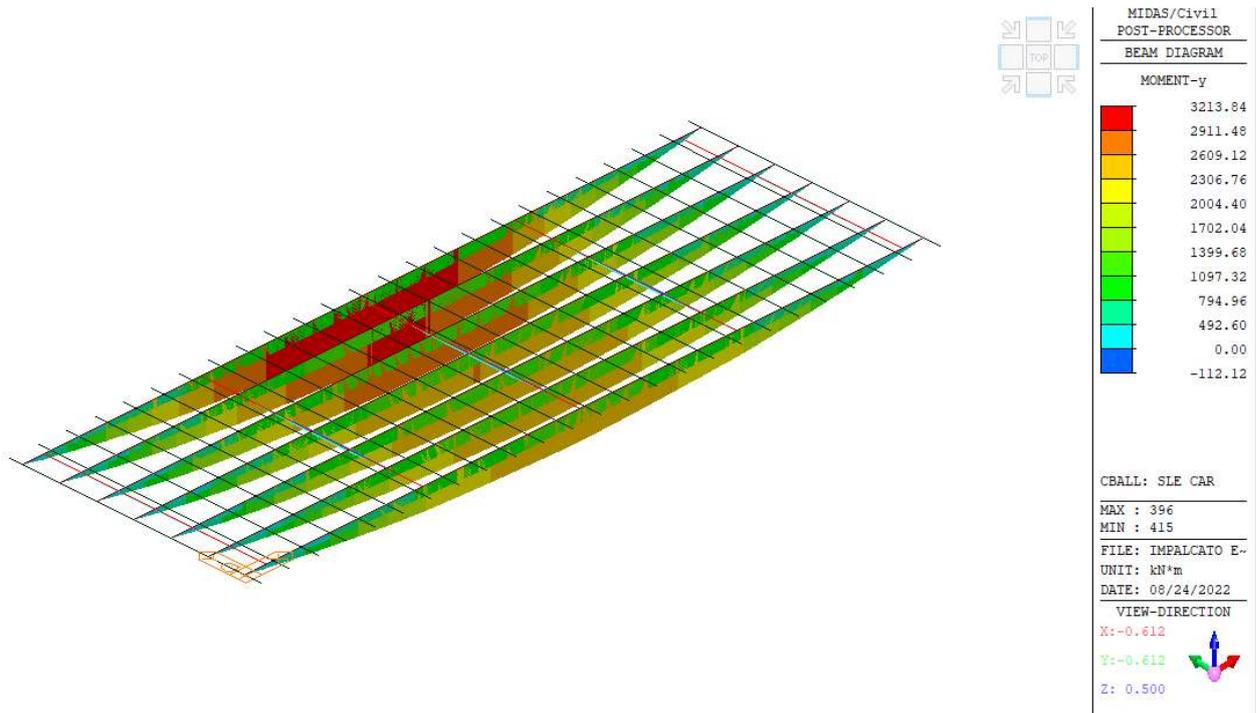


Figura 107 Diagramma di momento flettente - SLE caratteristica

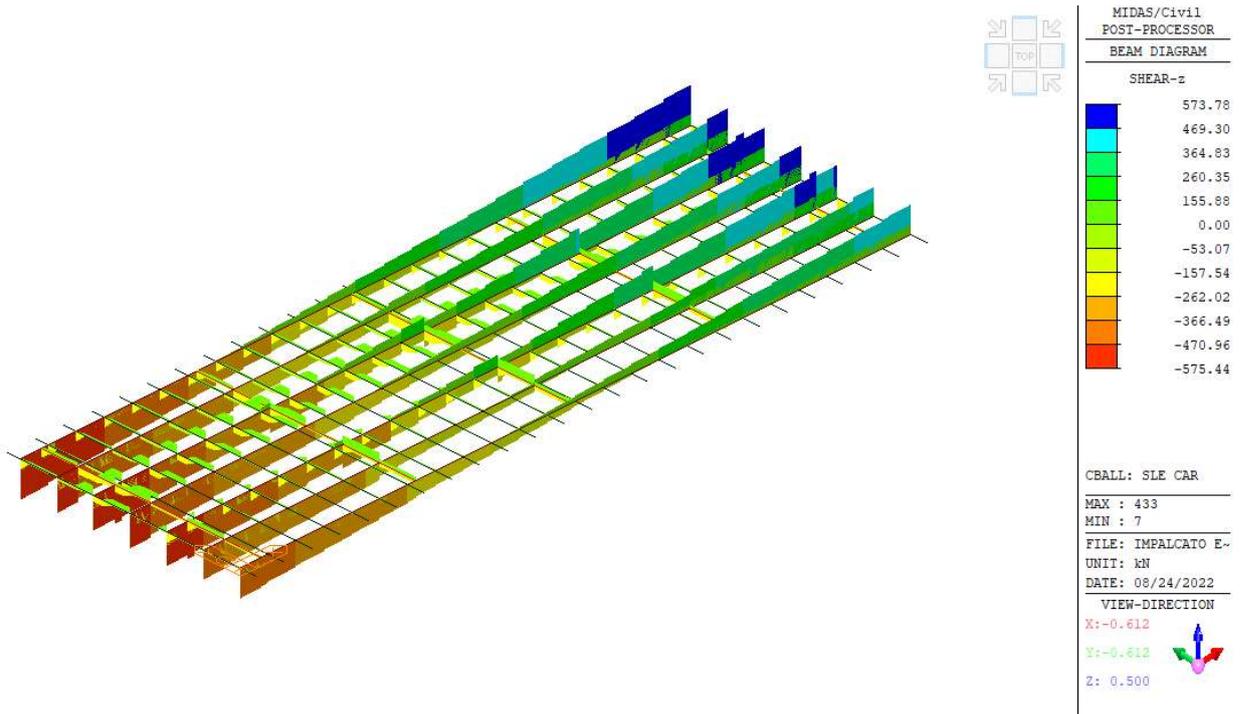


Figura 108 Diagramma di taglio - SLE caratteristica

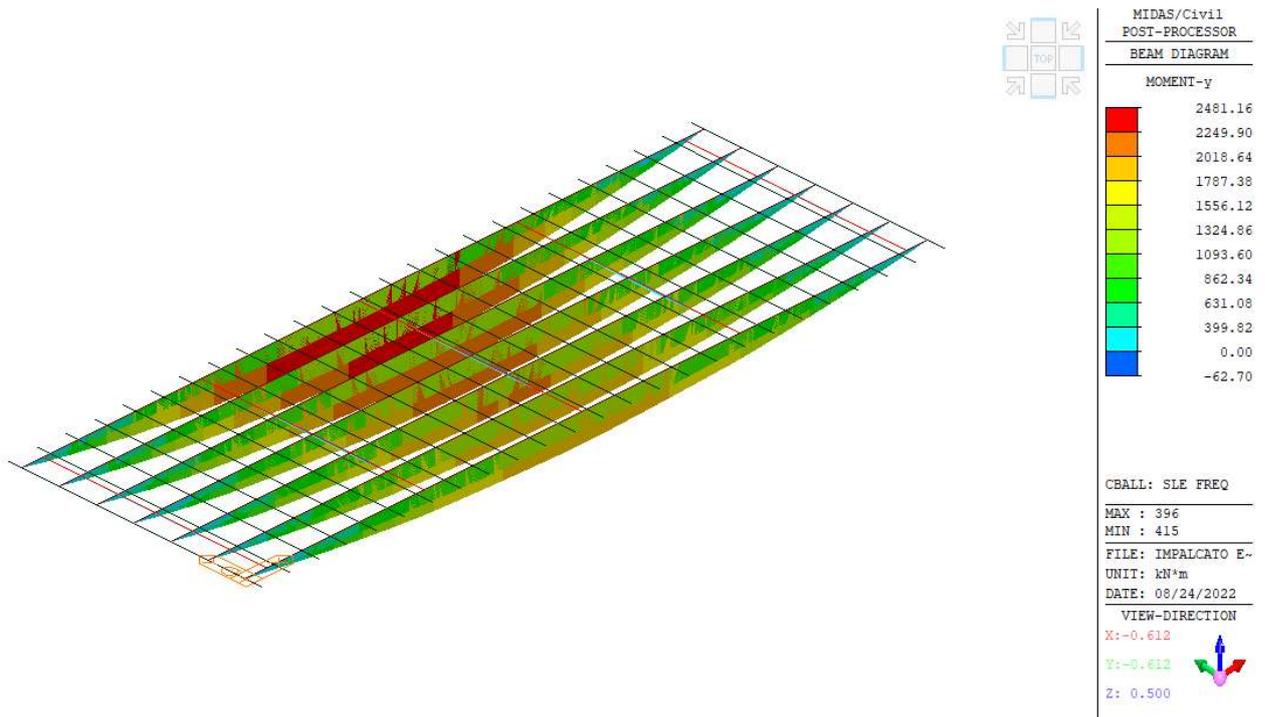


Figura 109 Diagramma di momento flettente - SLE frequente

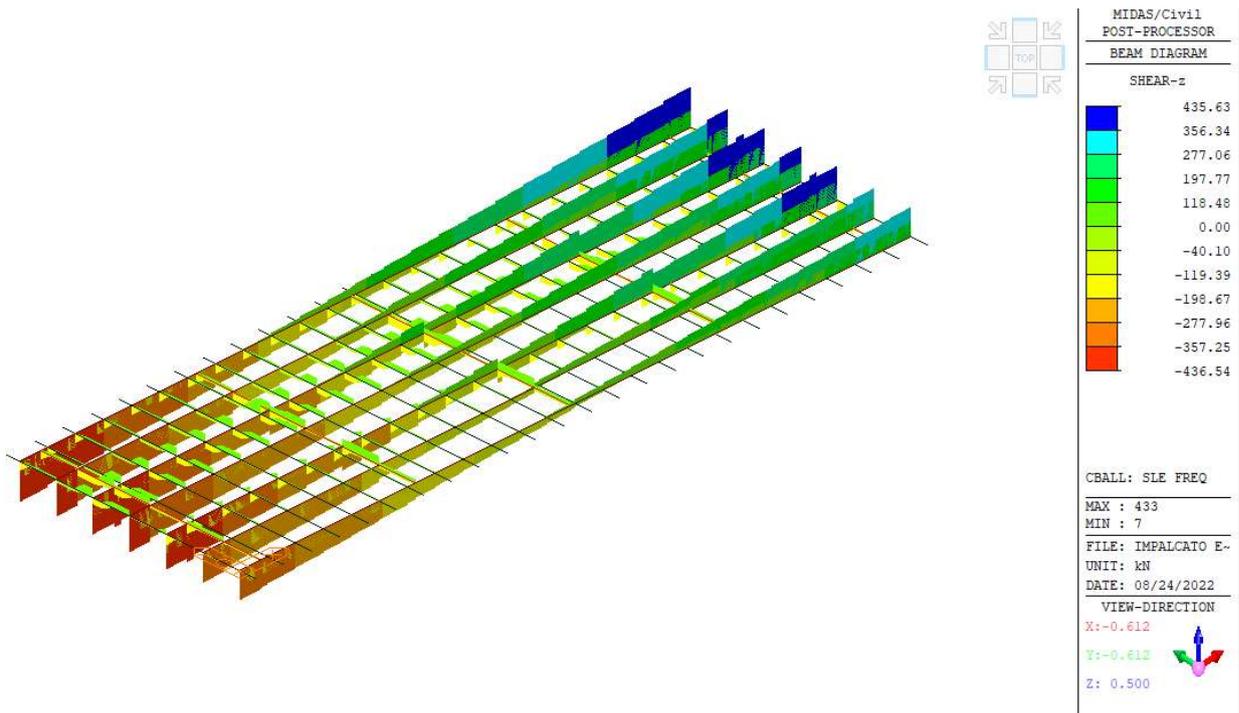


Figura 110 Diagramma di taglio -SLE frequente

9.1.6 IMPALCATO TIPO F

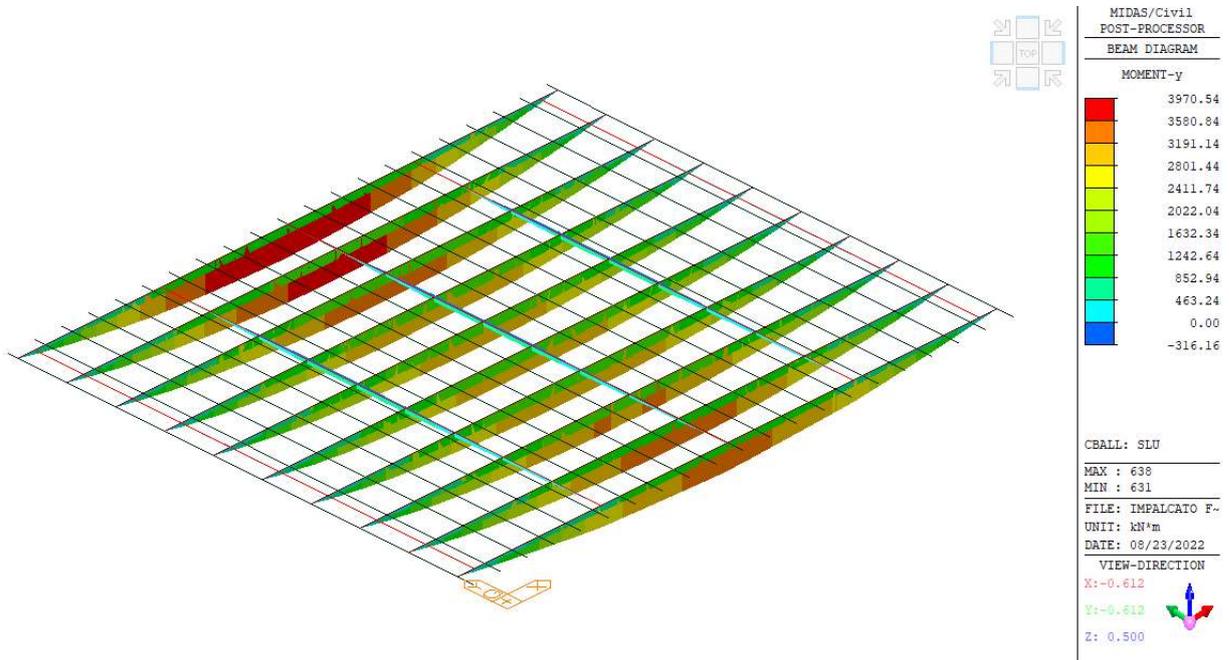


Figura 111 Diagramma di momento flettente – SLU

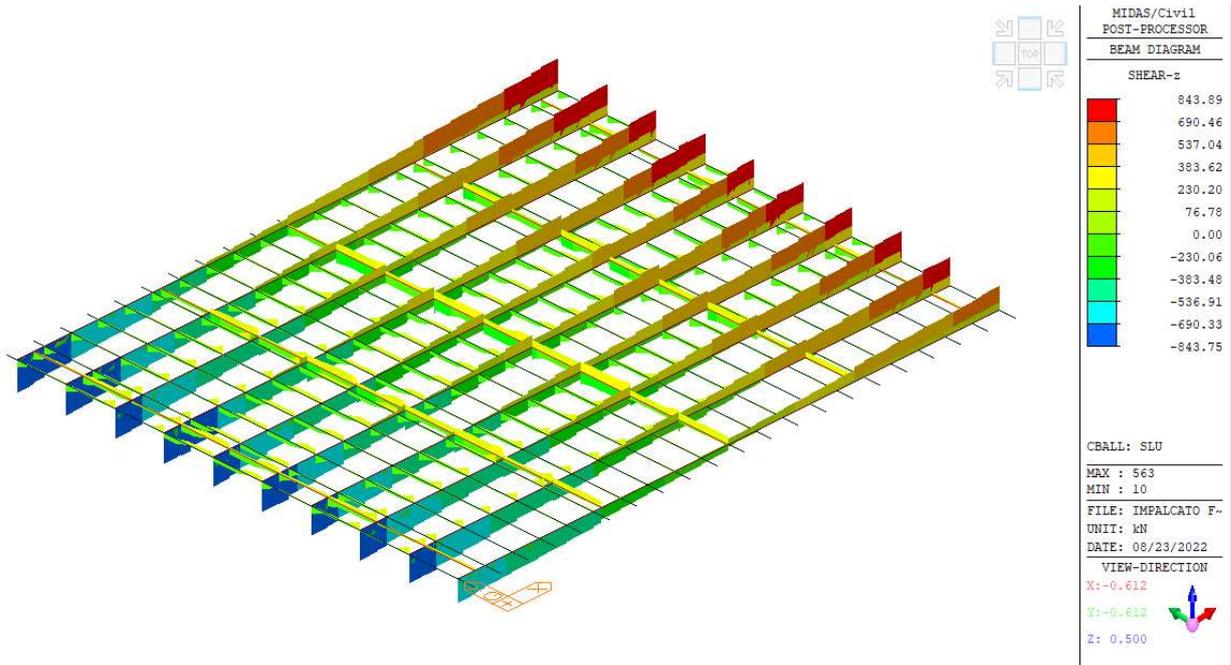


Figura 112 Diagramma di taglio – SLU

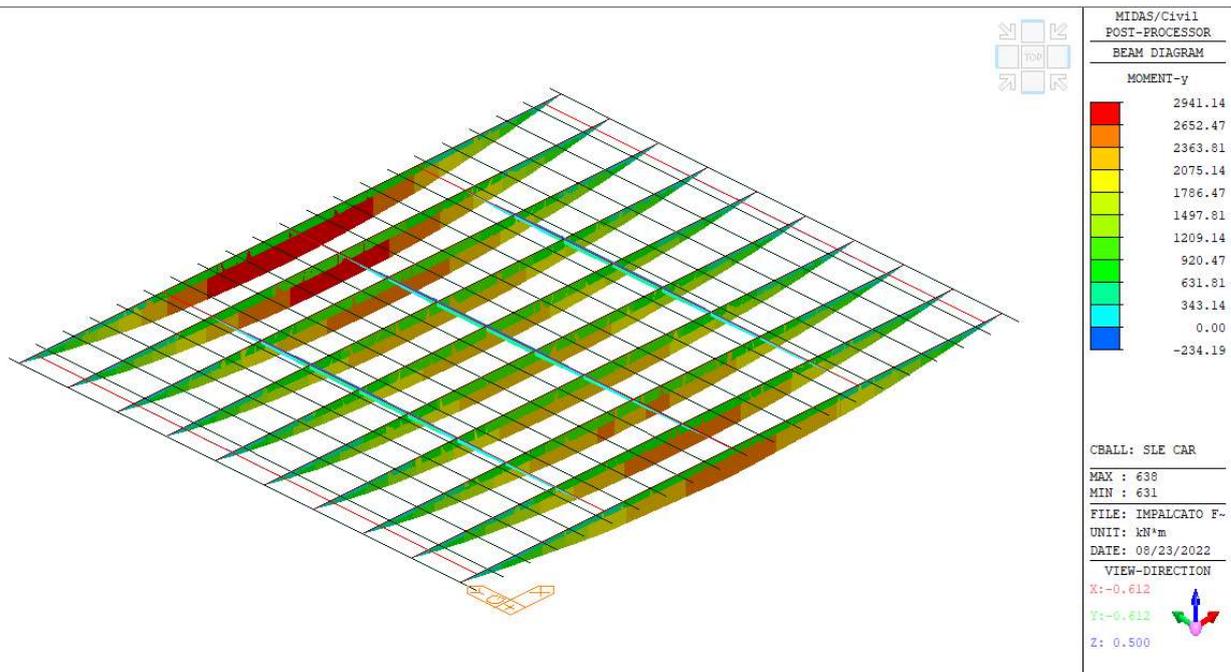


Figura 113 Diagramma di momento flettente – SLE caratteristica

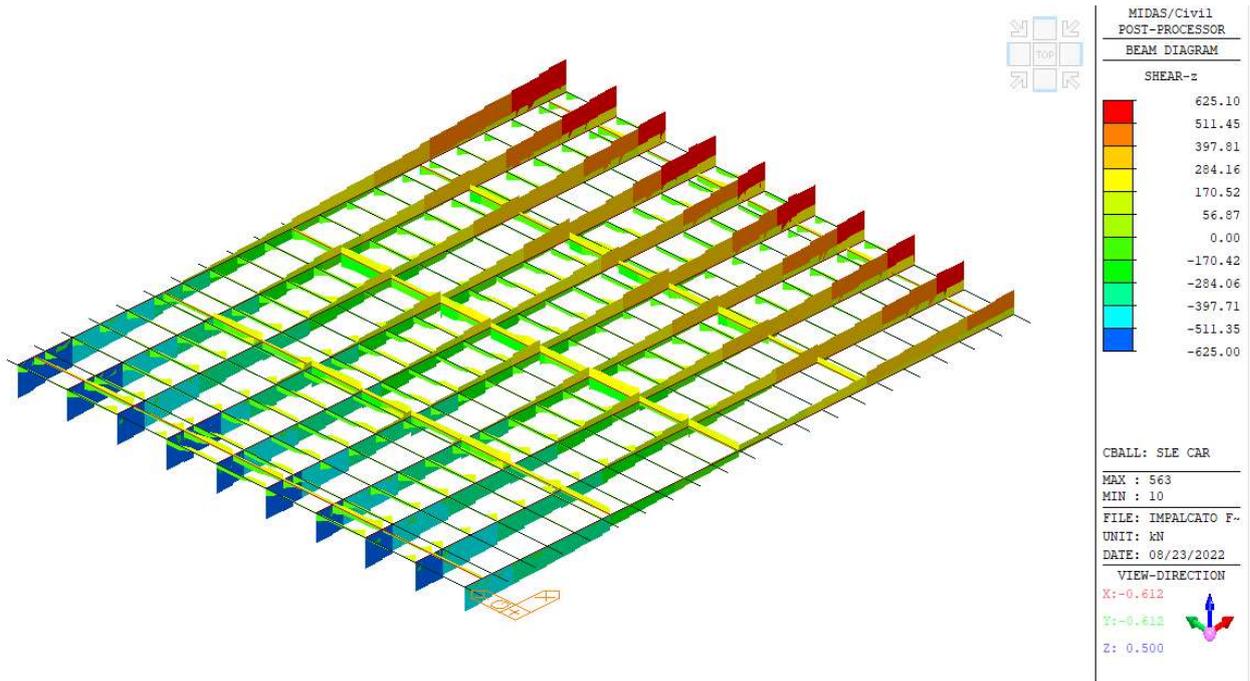


Figura 114 Diagramma di taglio – SLE caratteristica

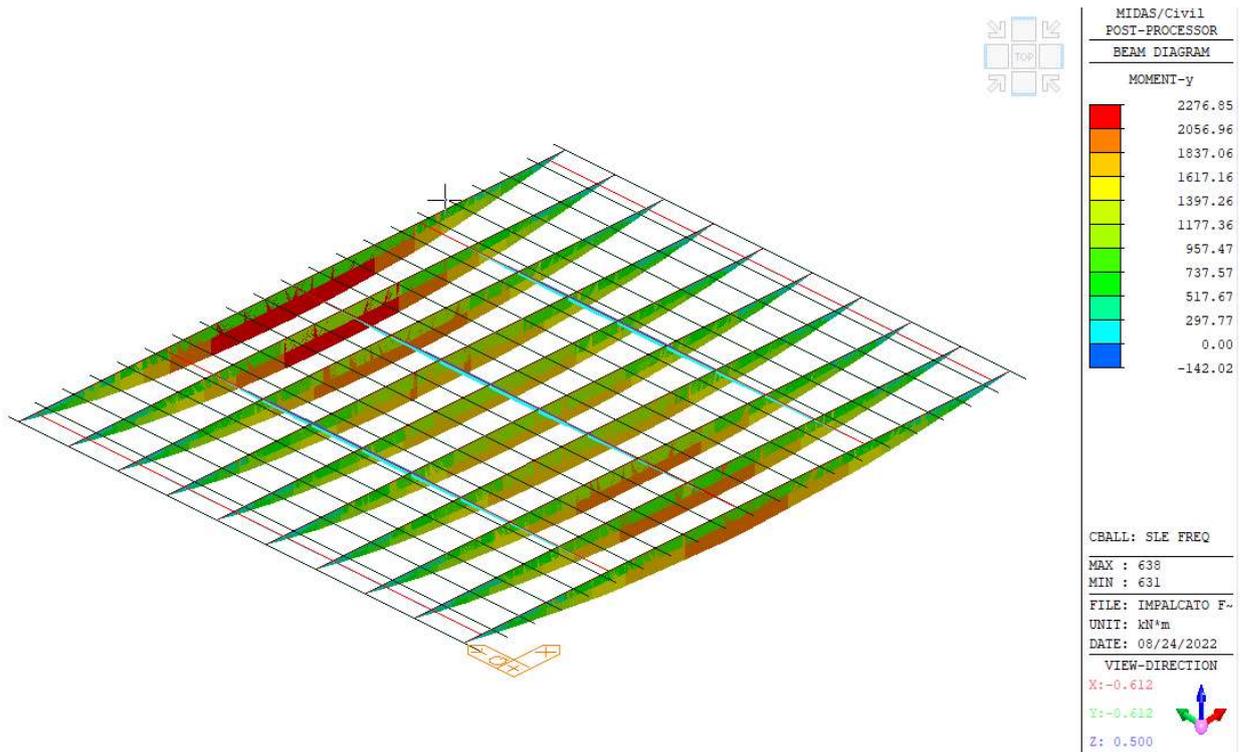


Figura 115 Diagramma di momento flettente - SLE frequente

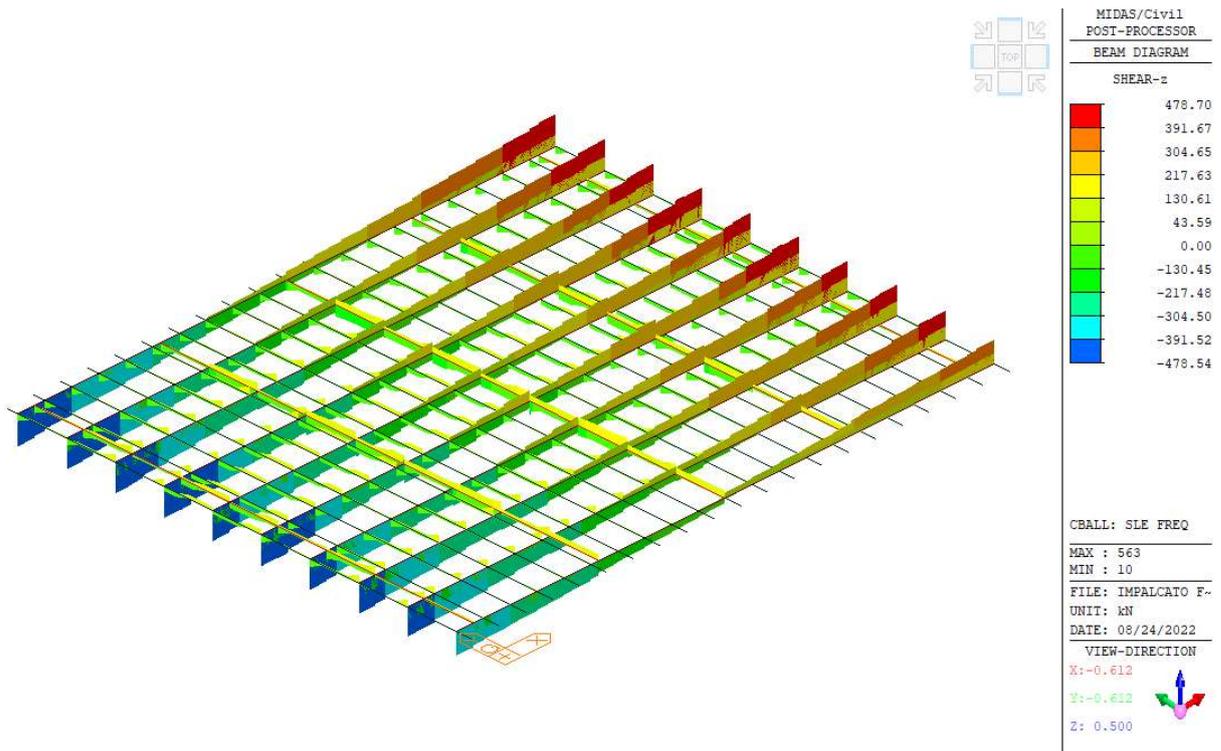


Figura 116 Diagramma di taglio - SLE frequente

9.1.7 VERIFICHE SLU

Al fine di snellire il report di verifica, a favore di sicurezza, si eseguono le verifiche delle sollecitazioni agenti nei confronti delle azioni resistenti esplicitate dalle sezioni considerate allo Stato di Fatto – SDF. Tale assunzione risulta conservativa in quanto eseguita su uno spessore di soletta collaborante inferiore.

TABELLA RIEPILOGATIVA SDP						
	MRd (kNm)	Med (kNm)	IS	VRd (kN)	Ved (kN)	IS
Impalcato tipo A	4512	4327	1.04	986	901	1.09
Impalcato tipo B	5271	4381	1.20	913	806	1.13
Impalcato tipo C	4631	4137	1.12	986	748	1.32
Impalcato tipo D	4794	4381	1.09	986	735	1.34
Impalcato tipo E	4792	4338	1.10	986	775	1.27
Impalcato tipo F	4512	3970	1.14	986	843	1.17

Le verifiche sono dunque tutte soddisfatte in quanto i coefficienti di sicurezza risultano, in tutti i casi $IS > 1$.

9.1.8 VERIFICHE SLE

Si eseguono le verifiche agli Stati Limite d'Esercizio al fine di verificare che non si possano innescare fenomeni fessurati sulle travi che potrebbero portare alla corrosione dell'armatura da precompressione con preoccupanti conseguenze per la resistenza SLU dell'opera e quindi anche della sua durabilità.

9.1.8.1 IMPALCATO TIPO A

La verifica dello stato di sollecitazione della trave viene eseguita nei confronti della combinazione SLE frequente.

Titolo: _____

N° Vercici: 20 Zoom N° barre: 4 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
8	91	141
9	91	160
10	-91	160
11	-91	141
12	-21	141
13	-21	131

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,93	0	136
2	1,01	0	56
3	1,01	0	96
4	3,39	0	2,5

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

Armatura Precompressione
 N° cavi: 7 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ_s [MPa]
1	3,86	0	2,5	730
2	4,63	0	5,5	730
3	4,63	0	8,5	730
4	4,63	0	11,5	730
5	1,54	0	14,5	730
6	0,772	0	17,5	730

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{Ed} 0 2454 kNm
 M_{xEd} 0
 M_{yEd} 0

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

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

Materiali
 FeB30k C40/50
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 326,1 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 26,67 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ‰
 ϵ_{syd} 1,631 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 14,75 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm² τ_{co} 0,8667
 τ_{c1} 2,4

σ_c -4,96 N/mm²
 σ_c 3,192 N/mm²
 ϵ_s 0,2296 ‰

Verifica
 N° iterazioni: 3

Precompresso

Tipo cavo
 Trefolo
 ϵ_{su} 67,5 ‰
 f_{yd} 1.530 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 7,65 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²
 σ_{sp} N/mm²
 ϵ_{sp} 3,742 ‰ compresa predef.

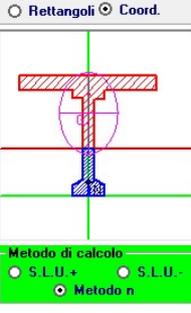


Figura 117 Verifica tensionale - SLE frequente

Il valore di tensione al lembo inferiore del cls, sul martello della trave, è inferiore al limite di resistenza a trazione del materiale riportato al 2.4.2, non vi è rischio che si instaurino così quadri fessurati sull'elemento e la verifica si ritiene soddisfatta.

9.1.8.2 IMPALCATO TIPO B

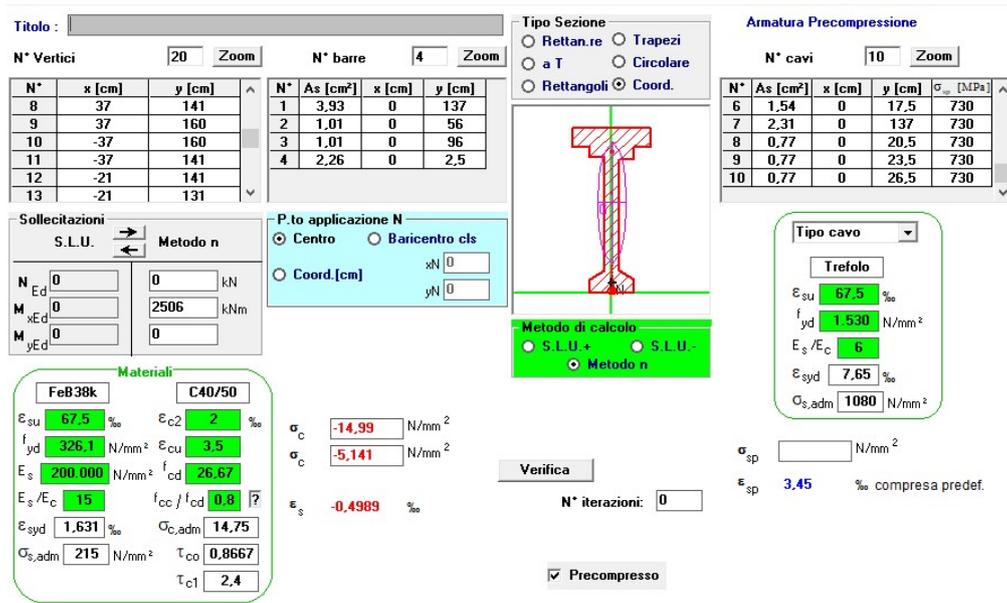


Figura 118 Verifica tensionale - SLE frequente

In questo caso, la trave conserva pienamente lo stato di compressione totale e non sussiste dunque alcun rischio legato alla durabilità e all'instaurarsi di quadri fessurativi.

9.1.8.3 IMPALCATO TIPO C

Si esegue dunque la verifica dello stato tensionale per la trave in questione.

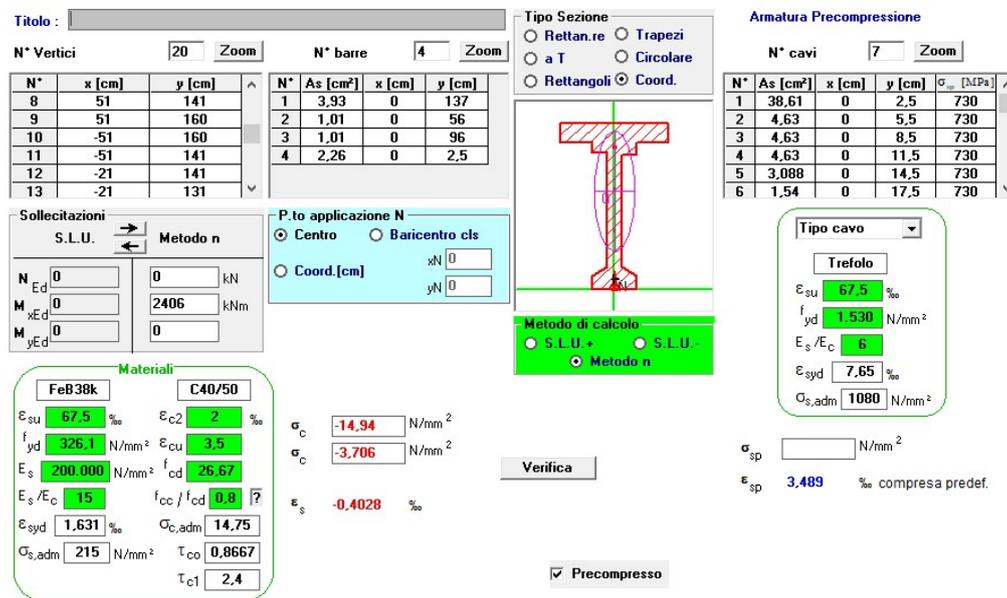


Figura 119 Verifica tensionale - SLE frequente

9.1.8.4 IMPALCATO TIPO D

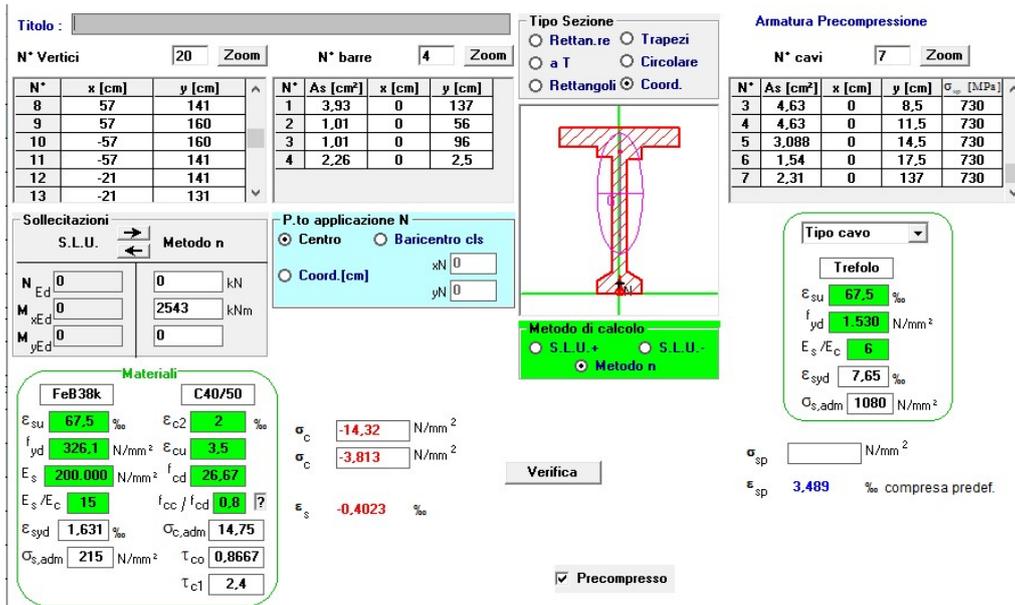


Figura 120 Verifica tensionale - SLE frequente

La trave conserva lo stato di compressione totale, la verifica risulta soddisfatta ancora una volta.

9.1.8.5 IMPALCATO TIPO E

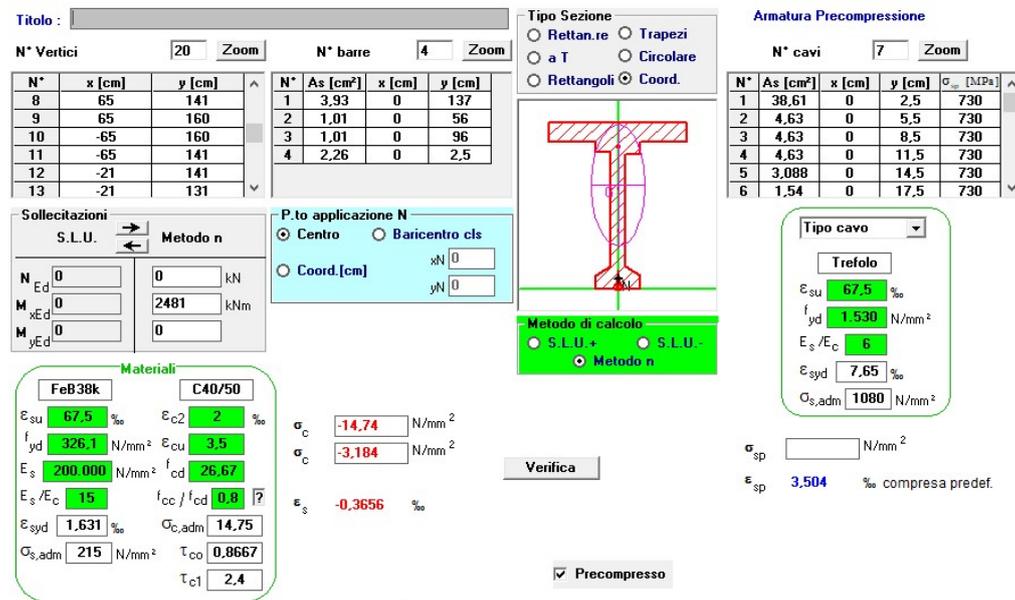


Figura 121 Verifica tensionale - SLE frequente

9.1.8.6 IMPALCATO TIPO F

Le travi a sostegno dell'impalcato di tipo F sono le medesime dell'impalcato tipo A, si ritiene dunque superfluo riportarne la verifica.

10 RISULTATI DELL'ANALISI MODALE

10.1 MODI DI VIBRARE DELLA STRUTTURA

Si riportano i primi modi di vibrare della struttura estratti dal programma di calcolo.

EIGENVALUE ANALYSIS						
Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance		
	(rad/sec)	(cycle/sec)				
1	6.9168	1.1008	0.9084	1.1285e-28		
2	7.8897	1.2557	0.7964	1.1285e-28		
3	8.3414	1.3276	0.7533	1.1285e-28		
4	8.6512	1.3769	0.7263	1.1285e-28		
5	8.9082	1.4178	0.7053	1.1285e-28		
6	9.0312	1.4374	0.6957	1.1285e-28		
7	9.1943	1.4633	0.6834	1.1285e-28		
8	9.5282	1.5165	0.6594	1.1285e-28		
9	9.5782	1.5244	0.6560	1.1285e-28		
10	9.6619	1.5377	0.6503	1.1285e-28		
11	9.8491	1.5675	0.6379	1.1285e-28		
12	9.8549	1.5685	0.6376	1.1285e-28		
13	10.1793	1.6201	0.6172	1.1285e-28		
14	10.2649	1.6337	0.6121	1.1285e-28		
15	10.2836	1.6367	0.6110	1.1285e-28		
16	10.3844	1.6527	0.6051	1.1285e-28		
17	10.4400	1.6616	0.6018	1.1285e-28		
18	10.5195	1.6742	0.5973	1.1285e-28		
19	10.6466	1.6945	0.5902	1.1285e-28		
20	10.7055	1.7038	0.5869	1.1285e-28		
21	10.7434	1.7099	0.5848	1.1285e-28		
22	10.8023	1.7192	0.5817	1.1285e-28		
23	10.8247	1.7228	0.5805	1.1285e-28		
24	10.8870	1.7327	0.5771	1.1285e-28		
25	10.8887	1.7330	0.5770	1.1285e-28		
26	11.0526	1.7591	0.5685	1.1285e-28		
27	11.0643	1.7609	0.5679	1.1285e-28		
28	11.1096	1.7681	0.5656	1.1285e-28		
29	11.1477	1.7742	0.5636	1.1285e-28		
30	11.2042	1.7832	0.5608	1.1285e-28		
31	11.2081	1.7838	0.5606	1.1285e-28		
32	11.2459	1.7898	0.5587	1.1285e-28		
33	11.2512	1.7907	0.5584	1.1285e-28		
34	11.3015	1.7987	0.5560	1.1285e-28		
35	11.3198	1.8016	0.5551	1.1285e-28		
36	11.3818	1.8115	0.5520	1.1285e-28		
37	11.3844	1.8119	0.5519	1.1285e-28		
38	11.4443	1.8214	0.5490	1.1285e-28		
39	11.4577	1.8235	0.5484	1.1285e-28		
40	11.4658	1.8248	0.5480	1.1285e-28		

Figura 122 Periodi e frequenze per i primi 40 modi di vibrare

Relazione di adeguamento strutturale

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
1	10.8585	10.8585	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000	0.0035	0.0035	0.0002	0.0002	
2	1.8718	12.7303	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0035	0.0000	0.0002	
3	0.0000	12.7303	16.8383	16.8384	0.0000	0.0001	24.5565	24.5565	0.0000	0.0035	1.1315	1.1316	
4	8.2843	21.0146	0.0000	16.8384	0.0001	0.0002	0.0000	24.5565	0.0004	0.0039	0.0003	1.1319	
5	0.0005	21.0151	0.0109	16.8493	0.0000	0.0002	0.0065	24.5630	0.0000	0.0039	1.7181	2.8500	
6	6.3789	27.3940	0.0006	16.8499	0.0000	0.0003	0.0003	24.5633	0.0002	0.0041	0.0048	2.8548	
7	0.0005	27.3944	10.0980	26.9479	0.0000	0.0003	6.8149	31.3782	0.0000	0.0041	1.2248	4.0796	
8	4.0080	31.4025	0.0000	26.9479	0.0001	0.0004	0.0000	31.3782	0.0000	0.0041	0.0004	4.0800	
9	7.5773	38.9797	0.0000	26.9479	0.0001	0.0005	0.0000	31.3783	0.0002	0.0043	0.0001	4.0801	
10	0.0008	38.9806	0.0305	26.9784	0.0000	0.0005	0.0322	31.4105	0.0000	0.0043	2.3278	6.4079	
11	0.0438	39.0244	6.8024	33.7808	0.0000	0.0005	1.3457	32.7562	0.0000	0.0044	0.9933	7.4012	
12	0.5501	39.5745	0.5065	34.2873	0.0001	0.0006	0.0994	32.8555	0.0006	0.0049	0.0718	7.4730	
13	0.0006	39.5751	0.6366	34.9239	0.0000	0.0006	0.1567	33.0122	0.0000	0.0049	1.6038	9.0768	
14	8.6359	48.2111	0.0000	34.9239	0.0000	0.0007	0.0000	33.0122	0.0000	0.0049	0.0002	9.0770	
15	1.6758	49.8869	0.0000	34.9239	0.0001	0.0008	0.0000	33.0123	0.0002	0.0051	0.0000	9.0770	
16	1.8452	51.7321	0.0000	34.9240	0.0001	0.0008	0.0000	33.0123	0.0037	0.0087	0.0007	9.0778	
17	0.0030	51.7351	3.6316	38.5556	0.0000	0.0008	0.1040	33.1163	0.0000	0.0087	0.2444	9.3222	
18	8.6168	60.3519	0.0005	38.5561	0.0001	0.0009	0.0000	33.1163	0.0034	0.0122	0.0003	9.3225	
19	0.0000	60.3519	0.7757	39.3317	0.0000	0.0009	0.0501	33.1664	0.0000	0.0122	2.9277	12.2502	
20	0.9379	61.2899	0.0006	39.3323	0.0000	0.0009	0.0000	33.1664	0.0005	0.0127	0.0001	12.2503	
21	3.2623	64.5521	0.0000	39.3324	0.0001	0.0011	0.0000	33.1664	0.0006	0.0133	0.0001	12.2504	
22	0.9358	65.4880	0.0267	39.3590	0.0001	0.0012	0.0001	33.1665	0.0000	0.0133	0.0021	12.2525	
23	0.0014	65.4894	9.7593	49.1183	0.0000	0.0012	0.0057	33.1722	0.0000	0.0133	0.0032	12.2557	
24	0.0029	65.4923	0.5780	49.6963	0.0000	0.0012	0.0308	33.2030	0.0000	0.0133	6.5993	18.8550	
25	0.8583	66.3506	0.0007	49.6970	0.0001	0.0013	0.0000	33.2031	0.0005	0.0137	0.0126	18.8676	
26	0.0009	66.3514	4.4245	54.1215	0.0000	0.0013	0.2701	33.4732	0.0000	0.0137	0.2296	19.0972	
27	0.5181	66.8695	0.0018	54.1233	0.0000	0.0013	0.0001	33.4733	0.0008	0.0145	0.0001	19.0973	
28	4.3409	71.2104	0.0002	54.1235	0.0003	0.0017	0.0000	33.4733	0.0001	0.0146	0.0000	19.0973	
29	0.0000	71.2104	0.0043	54.1278	0.0000	0.0017	0.0255	33.4988	0.0000	0.0146	6.3629	25.4602	
30	0.0000	71.2104	4.9005	59.0282	0.0000	0.0017	0.6600	34.1587	0.0000	0.0146	0.1090	25.5692	
31	0.0343	71.2447	0.0174	59.0457	0.0002	0.0018	0.0026	34.1614	0.0005	0.0151	0.0000	25.5693	
32	0.1824	71.4272	4.1026	63.1483	0.0000	0.0018	0.8642	35.0256	0.0000	0.0151	6.8188	32.3881	
33	3.4197	74.8468	0.2043	63.3526	0.0002	0.0021	0.0411	35.0866	0.0004	0.0155	0.3836	32.7717	
34	0.0023	74.8491	0.7346	64.0872	0.0000	0.0021	0.3152	35.3818	0.0000	0.0155	2.7654	35.5370	
35	1.5099	76.3590	0.0015	64.0887	0.0001	0.0022	0.0006	35.3825	0.0007	0.0162	0.0003	35.5373	
36	0.0013	76.3603	1.1531	65.2419	0.0000	0.0022	0.3484	35.7309	0.0000	0.0162	1.1950	36.7323	
37	0.1361	76.4963	0.0116	65.2535	0.0000	0.0022	0.0036	35.7345	0.0006	0.0169	0.0133	36.7456	
38	0.0008	76.4972	1.5244	66.7779	0.0000	0.0022	1.3432	37.0777	0.0000	0.0169	1.8007	38.5463	
39	1.3088	77.8060	0.0005	66.7784	0.0000	0.0023	0.0003	37.0780	0.0007	0.0176	0.0025	38.5488	
40	0.0000	77.8060	0.0115	66.7899	0.0000	0.0023	0.0312	37.1092	0.0000	0.0176	3.3149	41.8637	

Figura 123 Masse partecipanti per i primi 40 modi

Il primo modo di vibrare della struttura risulta essere con componente principale in direzione X longitudinale al ponte con periodo di 0.90 secondi. Si è riportato un estratto dei primi 25 modi di vibrare; tuttavia, per raggiungere l'85% delle masse partecipanti nelle tre direzioni, sono stati adottati nel calcolo 250 modi di vibrare per l'analisi modale.

I modi di vibrare riportati fanno riferimento alle sezioni fessurate.

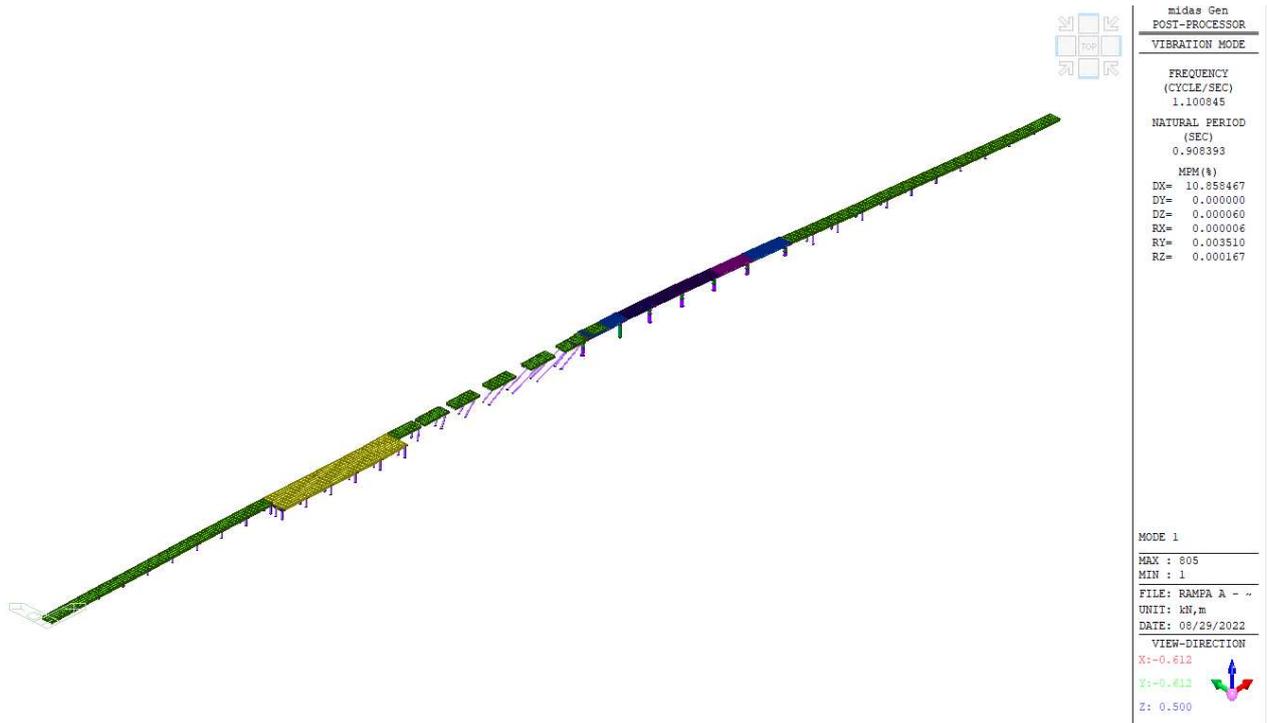


Figura 124 – Primo modo di vibrare longitudinale

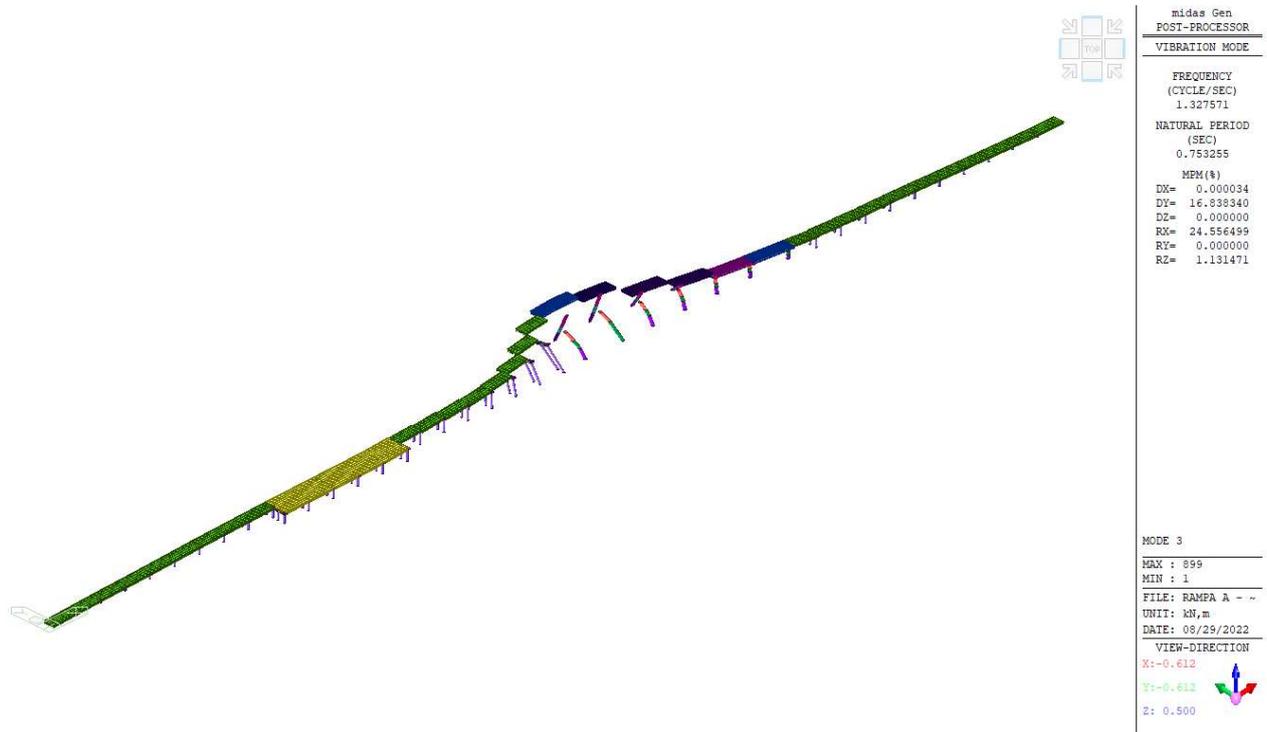


Figura 125 Primo modo di vibrare trasversale

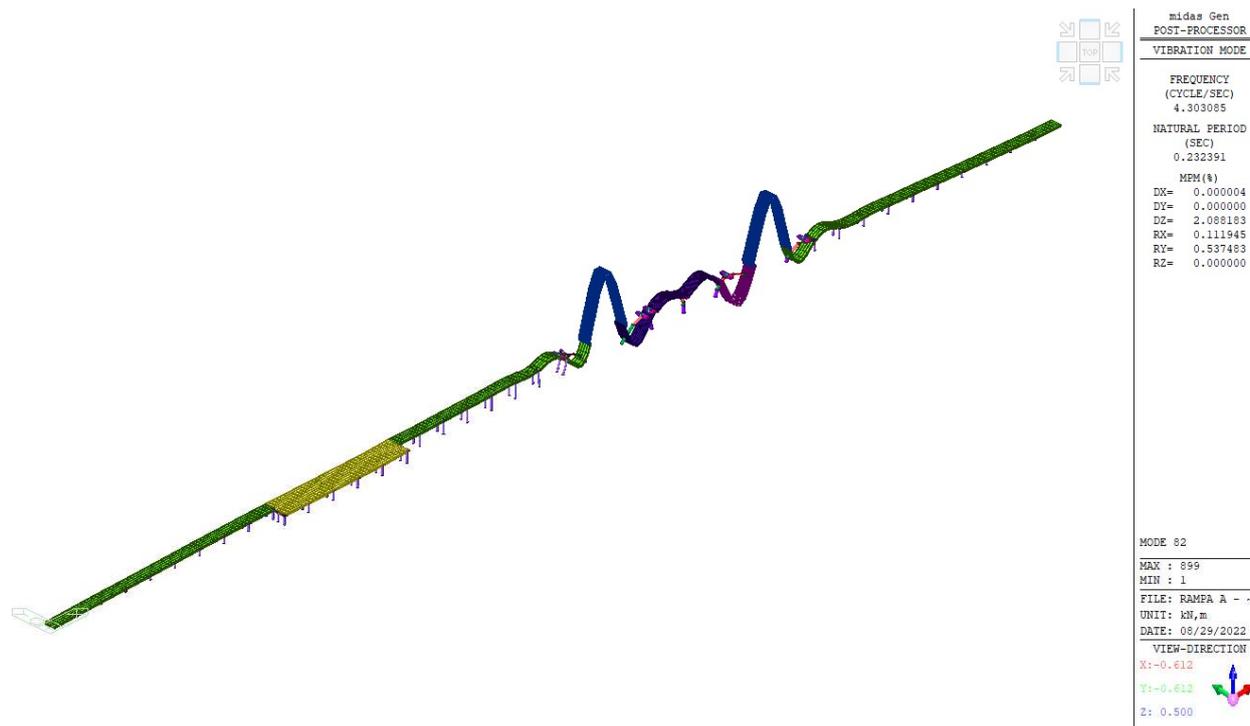


Figura 126 Primo modo di vibrare verticale

Dal primo modo di vibrare si evince come una brusca variazione di rigidità dovuta alla diversa sezione degli impalcati (da doppio a singolo), provochi degli ampi spostamenti longitudinali negli impalcati singoli che potrebbero indurre alla perdita all'appoggio degli impalcati.

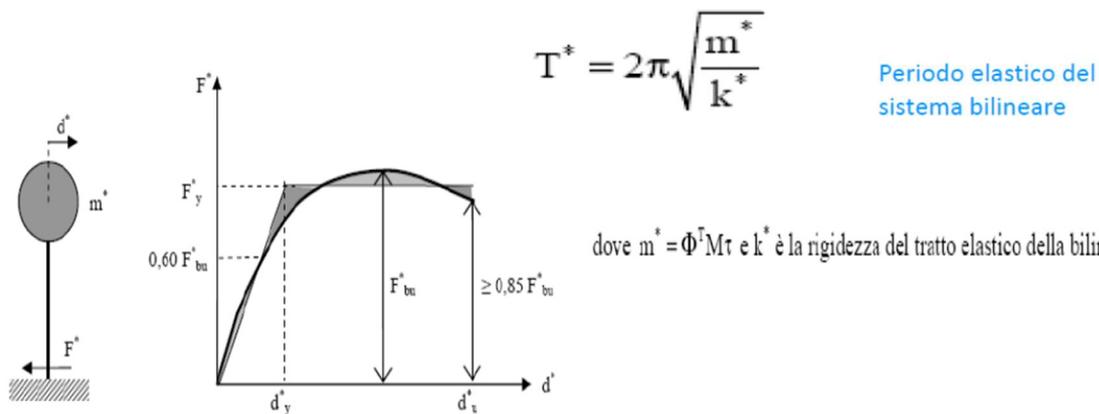
Ciò si nota anche dalle componenti verticali dei modi di vibrare, ne vengono riportati due nelle successive immagini a titolo di confronto, si nota infatti come la forte variazione di rigidità della struttura nella zona in cui gli impalcati sono collegati influenzi negativamente l'intera opera con vibrazioni di ampiezza parecchio differenti.

11 ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER MULTIMODALE)

11.1 DESCRIZIONE ANALISI

L'analisi pushover prevede il confronto della curva di capacità con lo spettro di risposta elastico SLC. Essendo lo spettro elastico definito per un elemento SDOF (single degree of freedom), la struttura in esame deve essere ricondotta ad un elemento SDOF equivalente bilineare, attraverso il coefficiente di partecipazione modale.

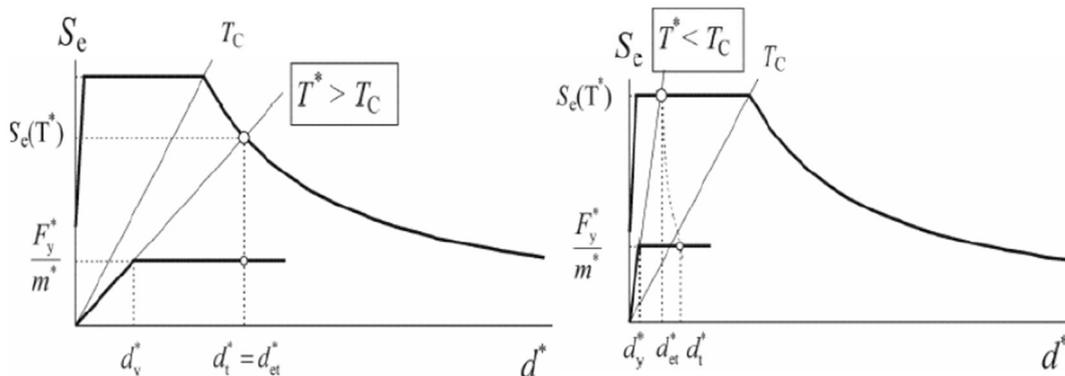
$$\Gamma = \frac{\Phi^T M \tau}{\Phi^T M \Phi} \quad \text{coefficiente di partecipazione modale} \quad F^* = F_h / \Gamma \quad d^* = d_c / \Gamma$$



Il passo successivo consiste nella determinazione del punto di funzionamento (performance point), in termini di spostamento, in corrispondenza di tale punto bisogna eseguire le verifiche per ponti esistenti definite dalla circolare al capitolo 8.

$$T^* \geq T_C \quad d_{\max}^* = d_{e,\max} = S_{De}(T^*) \quad S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2$$

$$T^* \leq T_C \quad d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T} \right] \geq d_{e,\max} \quad q^* = \frac{S_{De}(T^*) m^*}{F_y^*}$$



Poiché per i viadotti isostatici, alcune parti della struttura non vengono mobilitate per diversi modi di vibrare, si utilizzerà un'analisi pushover di tipo multimodale, dove vengono utilizzati i modi significativi come profili di spinta, in accordo con le linee guida sui ponti esistenti, per poi combinare i valori dei diversi performance point trovati.

11.2 CALCOLO RIGIDEZZA RIDOTTA (EC8-2)

Poiché in un'analisi di tipo non lineare le sezioni risulteranno fessurate, si calcola l'inerzia effettiva **leff** delle pile in condizioni fessurate, secondo la relazione dell'eurocodice di seguito riportata:

$$I_{eff} = v \frac{M_{rd}}{(E_c * \phi_y)}$$

E_c , modulo elastico del calcestruzzo.

M_{rd} . Momento resistente della sezione.

v , coefficiente posto pari a 1.2.

ϕ_y , curvatura della sezione allo snervamento.

L'inerzia effettiva è risultata pari al 20% della totale per i fusti delle pile a fusto doppio e 27% della totale per le pile a fusto singolo, tali valori sono stati assegnati attraverso un opportuno fattore di scala nel modello FEM.

11.3 RISULTATI ANALISI

Si riportano nel seguito i risultati delle analisi push-over per tutte le pile del viadotto.

11.3.1 PILA 2-39-38

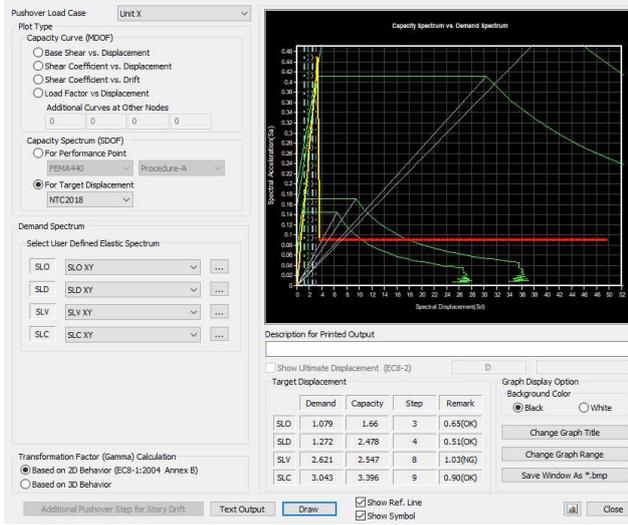


Figura 127 Curva di capacità longitudinale

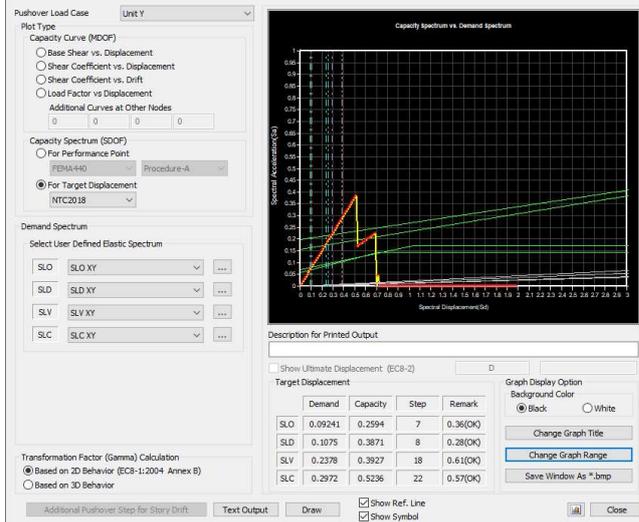


Figura 128 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 8), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit X	0.0004	0.0175	OK	-0.0000	0.0175	OK	11.7710	438.0950	OK	446.5840	438.0950	NG
143	I-end	Primary	Unit X	0.0004	0.0175	OK	0.0000	0.0175	OK	11.7710	438.0950	OK	446.5840	438.0950	NG

Figura 129 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 18), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0137	OK	-0.0001	0.0175	OK	179.8960	438.0950	OK	0.0000	438.0950	OK
142	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0137	OK	-0.0000	0.0137	OK	179.8960	435.8110	OK	0.0000	435.8110	OK
143	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0137	OK	-0.0000	0.0175	OK	262.2330	438.0950	OK	0.0000	438.0950	OK
143	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0137	OK	0.0000	0.0137	OK	262.2330	435.8110	OK	0.0000	435.8110	OK

Figura 130 Verifica di sicurezza in direzione trasversale – SLV

Secondo quanto emerge dunque dalle verifiche condotte, la verifica nei confronti dei meccanismi fragili per collasso a taglio non è verificata.

11.3.2 PILA 3-37

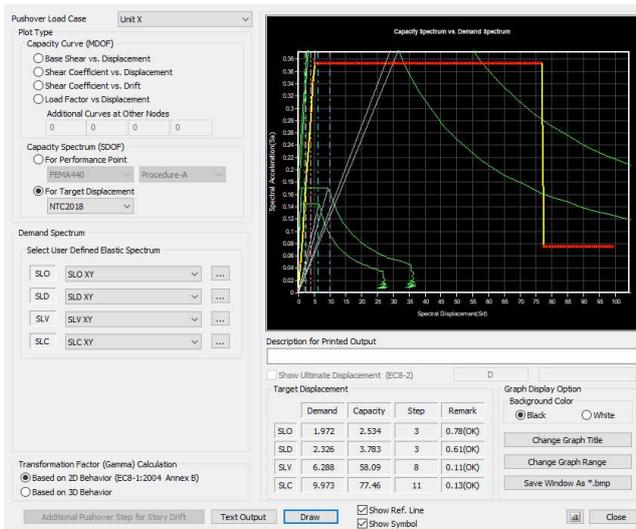


Figura 131 Curva di capacità longitudinale

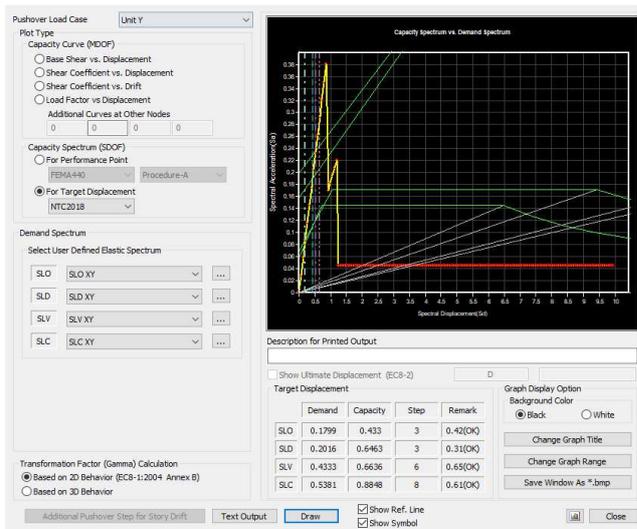


Figura 132 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 8), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit X	0.0010	0.0206	OK	-0.0000	0.0206	OK	8.3983	442.3010	OK	472.8850	442.3010	NG
143	I-end	Primary	Unit X	0.0010	0.0206	OK	0.0000	0.0206	OK	8.3983	442.3010	OK	472.8850	442.3010	NG

Figura 133 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 6), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0158	OK	-0.0001	0.0158	OK	188.5600	442.1190	OK	0.0000	442.1190	OK
142	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0159	OK	-0.0000	0.0159	OK	188.5600	438.6470	OK	0.0000	438.6470	OK
143	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0158	OK	-0.0001	0.0158	OK	257.7420	442.1190	OK	0.0000	442.1190	OK
143	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0159	OK	0.0000	0.0159	OK	257.7420	438.6470	OK	0.0000	438.6470	OK

Figura 134 Verifiche di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.3 PILA 4-36

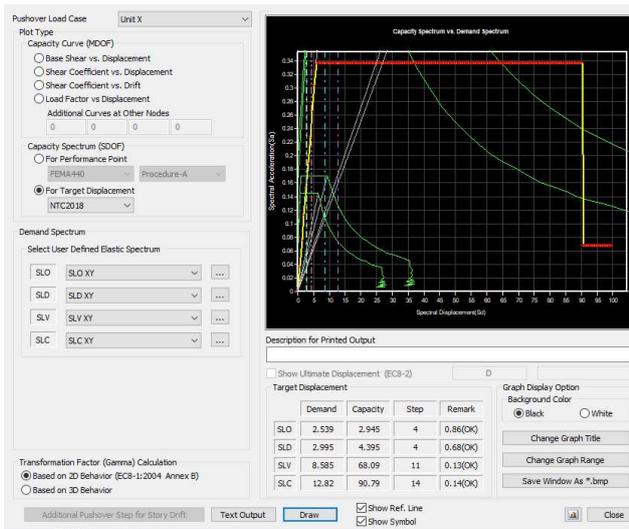


Figura 135 Curva di capacità longitudinale

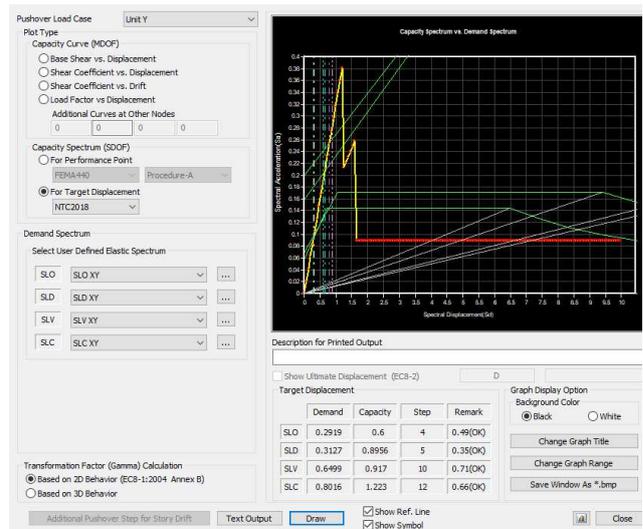


Figura 136 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 11), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit X	0.0014	0.0217	OK	-0.0000	0.0217	OK	7.3177	442.4090	OK	426.0630	442.4090	OK
143	I-end	Primary	Unit X	0.0014	0.0217	OK	0.0000	0.0217	OK	7.3177	442.4090	OK	426.0630	442.4090	OK
442	J-end	Primary	Unit X	-	-	-	-	-	-	0.0000	659.1860	OK	55.8000	696.3450	OK
442	J-end	Primary	Unit X	-	-	-	-	-	-	0.0000	659.1860	OK	27.0000	696.3450	OK
443	I-end	Primary	Unit X	-	-	-	-	-	-	426.0630	660.2700	OK	21.0000	697.4210	OK
443	J-end	Primary	Unit X	-	-	-	-	-	-	426.0630	660.2700	OK	83.4000	697.4210	OK
446	I-end	Primary	Unit X	-	-	-	-	-	-	426.0630	660.2700	OK	83.4000	697.4210	OK
446	J-end	Primary	Unit X	-	-	-	-	-	-	426.0630	660.2700	OK	21.0000	697.4210	OK
447	I-end	Primary	Unit X	-	-	-	-	-	-	0.0000	244.6090	OK	27.0000	364.5760	OK
447	J-end	Primary	Unit X	-	-	-	-	-	-	0.0000	244.6090	OK	55.8000	364.5760	OK

Figura 137 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale - SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 10), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0171	OK	-0.0001	0.0171	OK	234.5320	442.4090	OK	0.0000	442.4090	OK
142	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0171	OK	0.0000	0.0171	OK	234.5320	438.1150	OK	0.0000	438.1150	OK
143	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0171	OK	-0.0001	0.0171	OK	303.2650	442.4090	OK	0.0000	442.4090	OK
143	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0171	OK	0.0001	0.0171	OK	303.2650	438.1150	OK	0.0000	438.1150	OK

Figura 138 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.4 PILA 5-35

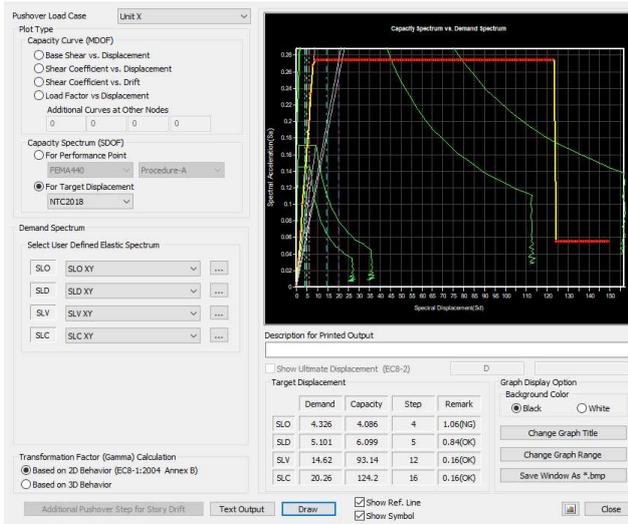


Figura 139 Curva di capacità longitudinale

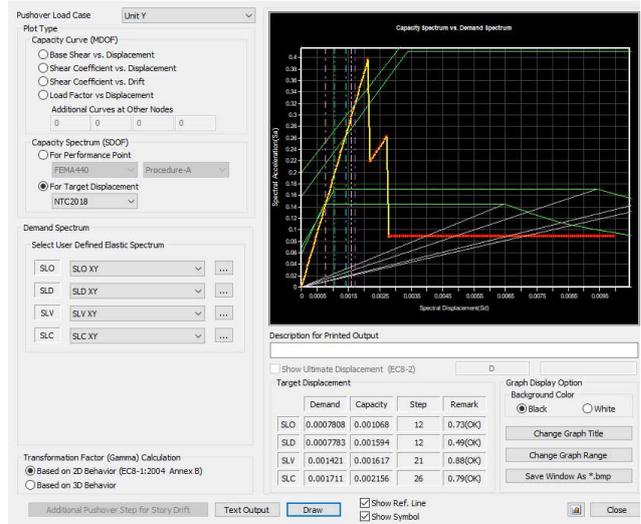


Figura 140 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 12), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit X	0.0022	0.0241	OK	0.0000	0.0241	OK	5.1892	443.7680	OK	348.2080	443.7680	OK
143	I-end	Primary	Unit X	0.0022	0.0241	OK	-0.0000	0.0241	OK	5.1892	443.7680	OK	348.2080	443.7680	OK

Figura 141 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 21), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0189	OK	-0.0003	0.0189	OK	300.3060	443.7680	OK	0.0000	443.7680	OK
142	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0189	OK	0.0001	0.0189	OK	300.3060	438.0120	OK	0.0000	438.0120	OK
143	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0189	OK	-0.0003	0.0189	OK	362.4610	443.7680	OK	0.0000	443.7680	OK
143	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0189	OK	0.0002	0.0189	OK	362.4610	438.0120	OK	0.0000	438.0120	OK

Figura 142 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.5 PILA 6-34

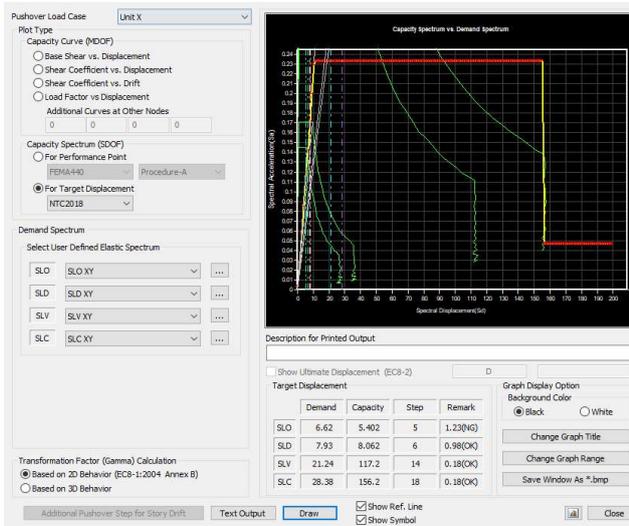


Figura 143 Curva di capacità longitudinale

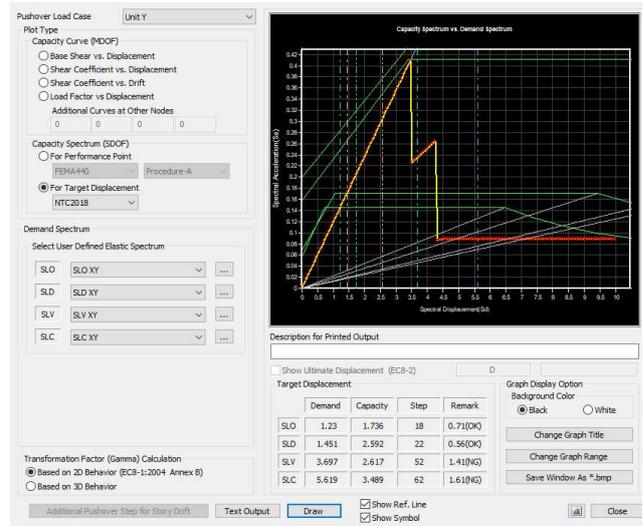


Figura 144 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 14), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit X	0.0032	0.0259	OK	0.0000	0.0259	OK	3.9403	445.3740	OK	297.6280	445.3740	OK
143	I-end	Primary	Unit X	0.0032	0.0259	OK	-0.0000	0.0259	OK	3.9403	445.3740	OK	297.6280	445.3740	OK

Figura 145 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale - SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 52), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0203	OK	-0.0006	0.0203	OK	487.3330	445.3740	NG	0.0000	445.3740	OK
142	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0204	OK	0.0003	0.0204	OK	487.3330	438.2480	NG	0.0000	438.2480	OK
143	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0203	OK	-0.0006	0.0203	OK	559.6450	445.3740	NG	0.0000	445.3740	OK
143	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0204	OK	0.0004	0.0204	OK	559.6450	438.2480	NG	0.0000	438.2480	OK

Figura 146 Verifica di sicurezza in direzione trasversale – SLV

11.3.6 PILA 7-33

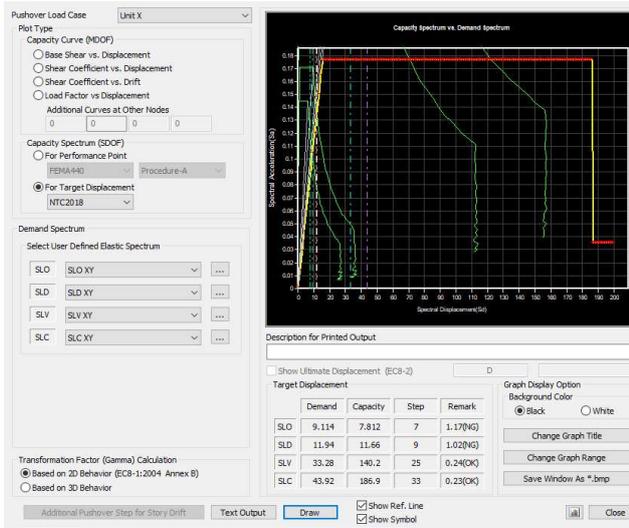


Figura 147 Curva di capacità longitudinale

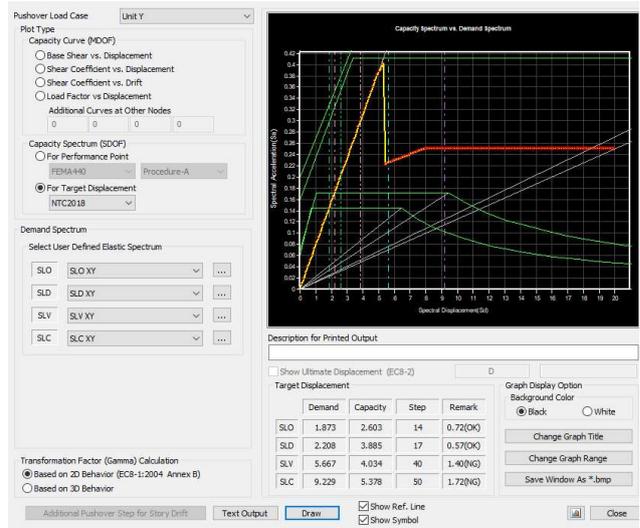


Figura 148 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 25), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit X	0.0052	0.0269	OK	0.0000	0.0269	OK	3.1825	501.5480	OK	292.0840	501.5480	OK
143	I-end	Primary	Unit X	0.0052	0.0269	OK	-0.0000	0.0269	OK	3.1825	501.5480	OK	292.0840	501.5480	OK

Figura 149 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 40), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0212	OK	-0.0009	0.0212	OK	475.0460	446.7450	NG	0.0000	446.7450	OK
142	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0213	OK	0.0005	0.0213	OK	475.0460	438.2480	NG	0.0000	438.2480	OK
143	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0212	OK	-0.0009	0.0212	OK	559.1770	446.7450	NG	0.0000	446.7450	OK
143	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0213	OK	0.0006	0.0213	OK	559.1770	438.2480	NG	0.0000	438.2480	OK

Figura 150 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.7 PILA 8-32

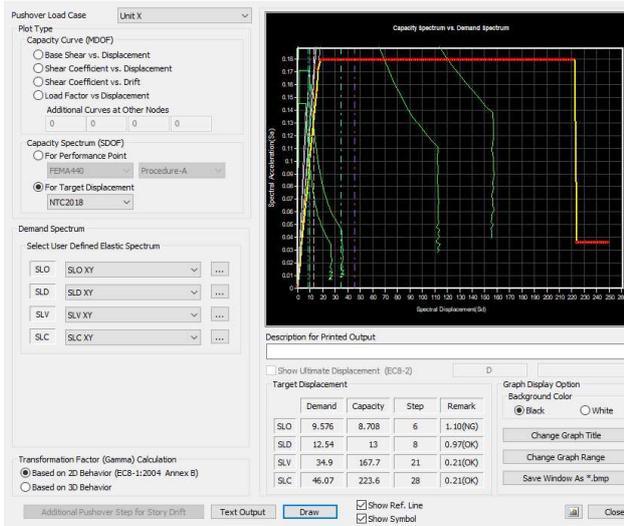


Figura 151 Curva di capacità longitudinale

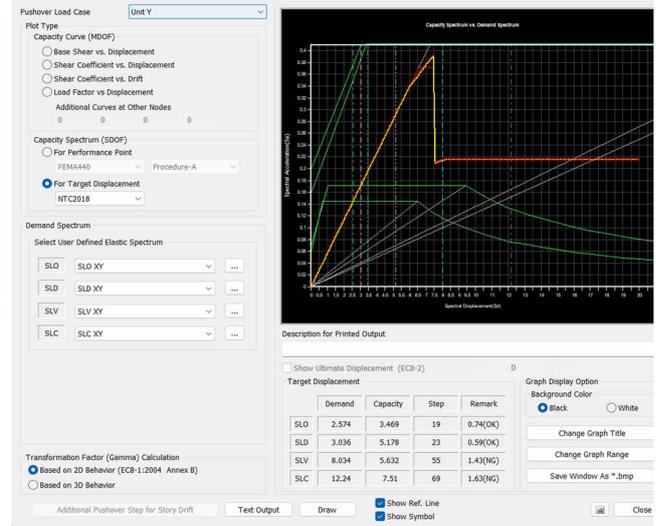


Figura 152 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 21), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit X	0.0049	0.0290	OK	0.0000	0.0290	OK	2.5155	447.9680	OK	230.6290	447.9680	OK
143	I-end	Primary	Unit X	0.0049	0.0290	OK	-0.0000	0.0290	OK	2.5155	447.9680	OK	230.6290	447.9680	OK

Figura 153 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 33), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0240	OK	-0.0007	0.0240	OK	282.2960	300.8600	OK	0.0000	300.8600	OK
142	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0241	OK	0.0004	0.0241	OK	282.2960	291.1760	OK	0.0000	291.1760	OK
143	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0226	OK	-0.0007	0.0226	OK	334.5590	446.9930	OK	0.0000	446.9930	OK
143	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0227	OK	0.0005	0.0227	OK	334.5590	437.3080	OK	0.0000	437.3080	OK

Figura 154 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.8 PILA 9-31-30

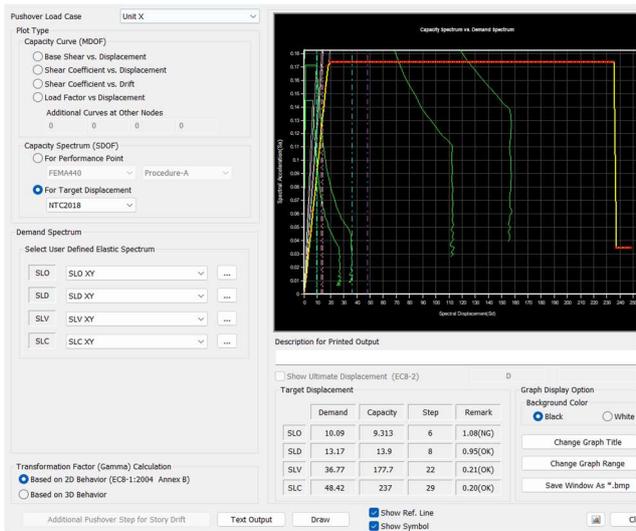


Figura 155 Curva di capacità longitudinale

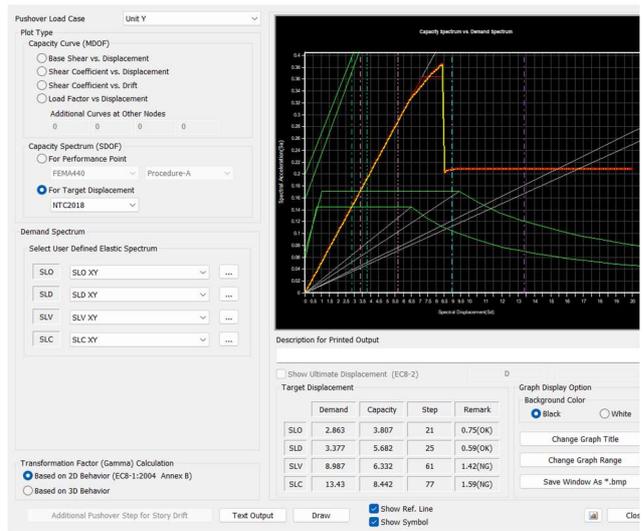


Figura 156 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 22), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit X	0.0050	0.0295	OK	0.0000	0.0295	OK	2.3246	446.8440	OK	221.5330	446.8440	OK
143	I-end	Primary	Unit X	0.0050	0.0295	OK	-0.0000	0.0295	OK	2.3246	446.8440	OK	221.5330	446.8440	OK

Figura 157 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 61), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0230	OK	-0.0013	0.0230	OK	421.4380	446.6610	OK	0.0000	446.6610	OK
142	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0231	OK	0.0008	0.0231	OK	421.4380	436.5200	OK	0.0000	436.5200	OK
143	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0230	OK	-0.0012	0.0230	OK	545.9460	446.6610	NG	0.0000	446.6610	OK
143	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0231	OK	0.0009	0.0231	OK	545.9460	436.5200	NG	0.0000	436.5200	OK

Figura 158 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.9 PILA 10

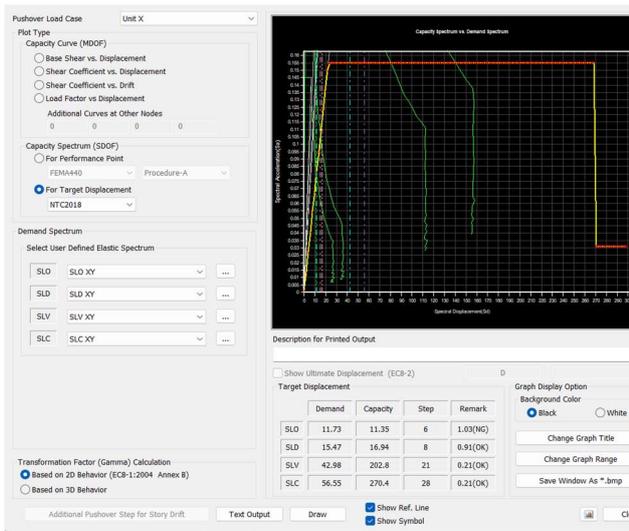


Figura 159 Curva di capacità longitudinale

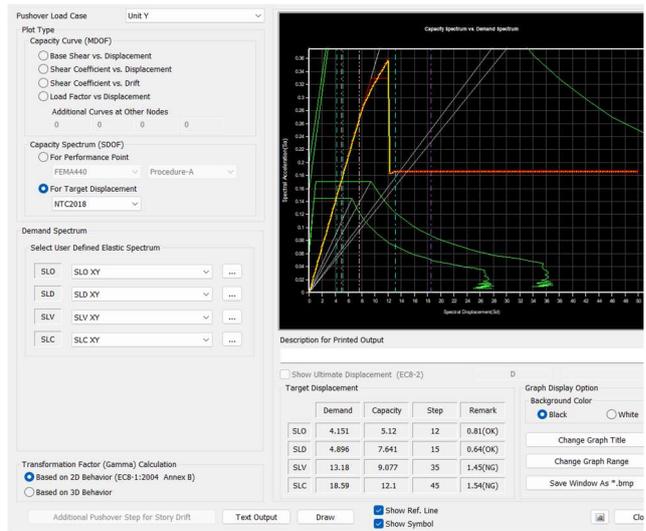


Figura 160 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 21), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit X	0.0052	0.0307	OK	0.0000	0.0307	OK	1.9427	452.8790	OK	203.4490	452.8790	OK
143	I-end	Primary	Unit X	0.0052	0.0307	OK	-0.0000	0.0307	OK	1.9427	452.8790	OK	203.4490	452.8790	OK

Figura 161 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 35), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0241	OK	-0.0017	0.0241	OK	375.7800	452.8790	OK	0.0000	452.8790	OK
142	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0242	OK	0.0013	0.0242	OK	375.7800	441.2760	OK	0.0000	441.2760	OK
143	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0241	OK	-0.0016	0.0241	OK	548.3630	452.8790	NG	0.0000	452.8790	OK
143	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0242	OK	0.0012	0.0242	OK	548.3630	441.2760	NG	0.0000	441.2760	OK

Figura 162 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.10 PILA 11

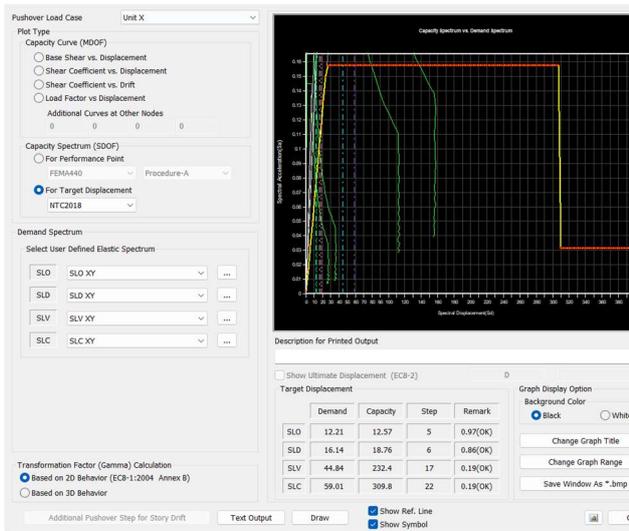


Figura 163 Curva di capacità longitudinale

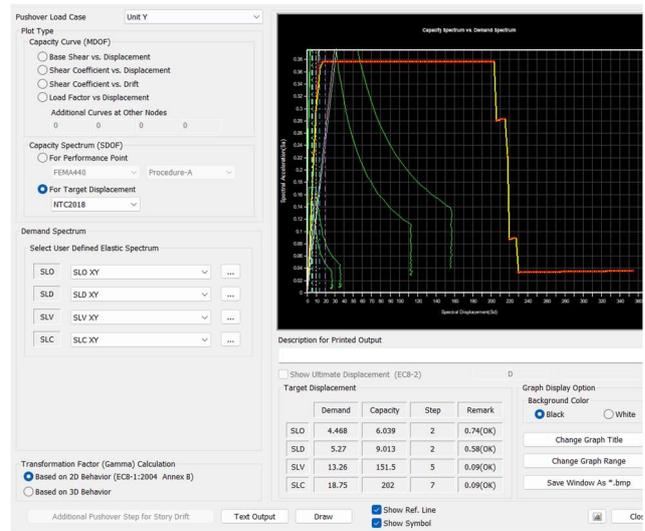


Figura 164 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 17), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit X	0.0051	0.0323	OK	0.0000	0.0323	OK	1.6149	419.6100	OK	171.0040	419.6100	OK
143	I-end	Primary	Unit X	0.0051	0.0323	OK	-0.0000	0.0323	OK	1.6149	419.6100	OK	171.0040	419.6100	OK

Figura 165 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 5), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0254	OK	-0.0015	0.0254	OK	309.3510	419.6100	OK	0.0000	419.6100	OK
142	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0255	OK	0.0012	0.0255	OK	309.3510	406.6370	OK	0.0000	406.6370	OK
143	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0254	OK	-0.0015	0.0254	OK	417.7160	419.6100	OK	0.0000	419.6100	OK
143	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0255	OK	0.0011	0.0255	OK	417.7160	406.6370	NG	0.0000	406.6370	OK

Figura 166 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.11 PILA 12

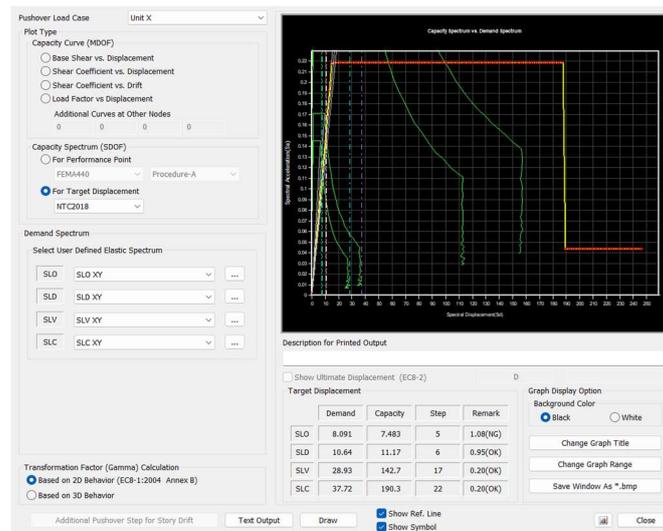


Figura 167 Curva di capacità

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 17), Confidence factor = 1.20															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
7	-end	Primary	Unit X	0.0019	0.0166	OK	0.0000	0.0166	OK	0.0000	1797.420	OK	1058.980	1797.420	OK

Figura 168 Verifica di sicurezza - SLV

11.3.12 PILA 13

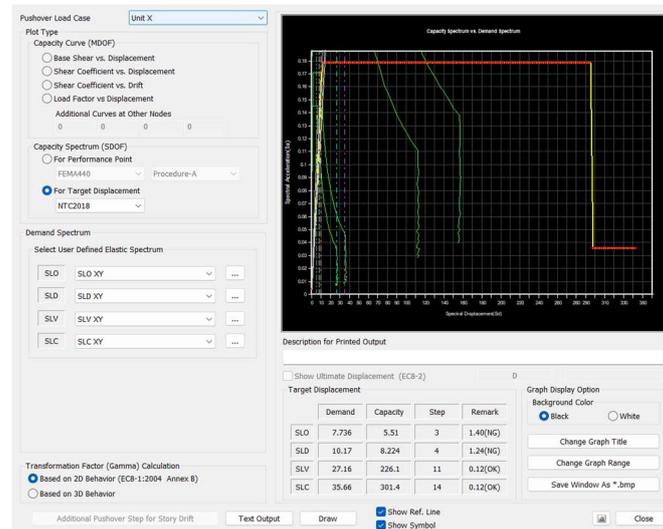


Figura 169 Curva di capacità

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 12), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
7	-end	Primary	Unit X	0.0019	0.0271	OK	0.0000	0.0271	OK	0.0000	1861.8300	OK	1058.9400	1861.8300	OK

Figura 170 Verifica di sicurezza - SLV

11.3.13 PILA 14

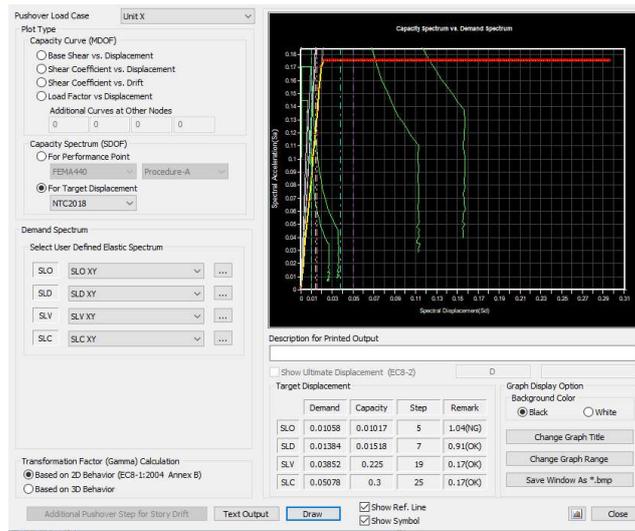


Figura 171 Curva di capacità

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 19), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
20	l-end	Primary	Unit X	0.0025	0.0282	OK	0.0000	0.0282	OK	0.0000	2014.3500	OK	1024.3000	2014.3500	OK

Figura 172 Verifica di sicurezza - SLV

11.3.14 PILA 15

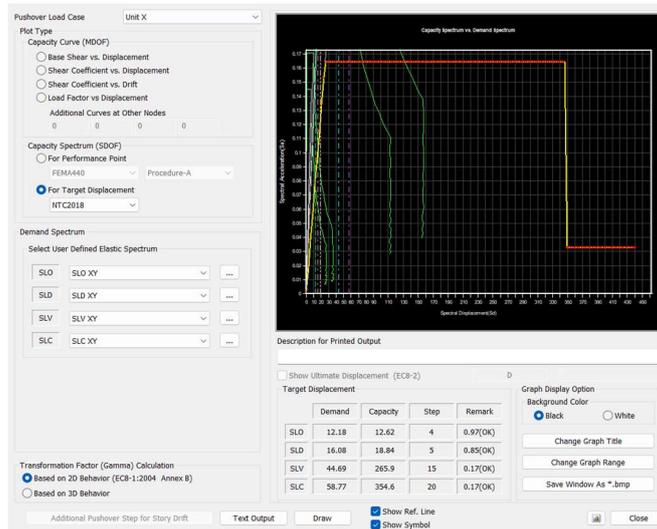


Figura 173 Curva di capacità

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 9), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
37	l-end	Primary	Unit X	0.0018	0.0296	OK	-0.0000	0.0296	OK	0.0000	1862.8900	OK	855.8440	1862.8900	OK

Figura 174 Verifica di sicurezza

11.3.15 PILA 16

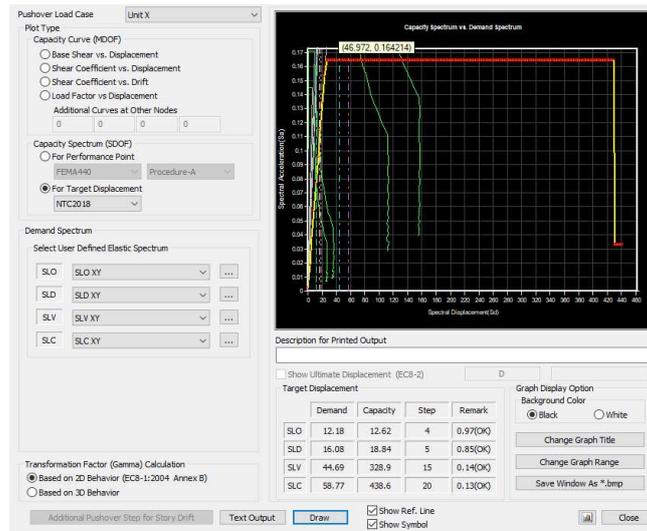


Figura 175 Curva di capacità

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 15), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
50	I-end	Primary	Unit X	0.0026	0.0305	OK	0.0000	0.0305	OK	0.0000	1872.0400	OK	793.4290	1872.0400	OK

Figura 176 Verifica di sicurezza - SLV

11.3.16 PILA 17

La pila 17 si trova a sostegno del tratto di cavalcavia sopra Corso del Popolo, in particolare, dal sopralluogo eseguito si è constatato come la pila sia effettivamente vincolata al piano stradale di Corso del Popolo ed alle arcate del medesimo sottovia. Per questo motivo, la pila non è modellabile come pura mensola, ma bensì come due segmenti incastrati.



Figura 177 Pila 17

L'altezza dal piano stradale di Corso del Popolo è di 3.40m.

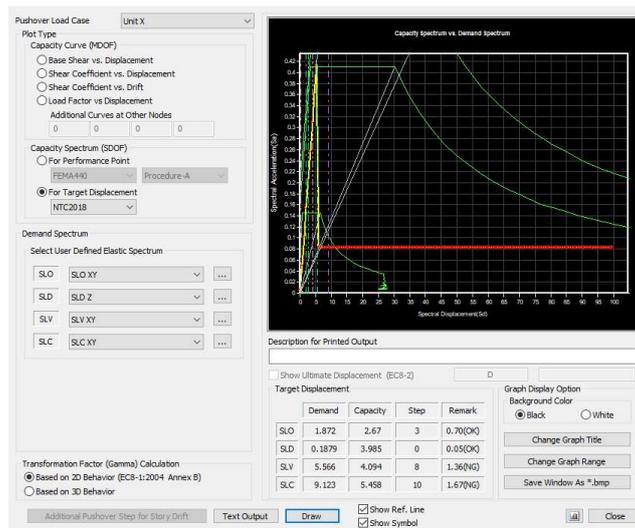


Figura 178 Curva di capacità

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 8), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
518	-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0201	OK	-0.0008	0.0201	OK	2175.7900	1719.5600	NG	0.0000	1719.5600	OK

Figura 179 Verifica di sicurezza – SLV

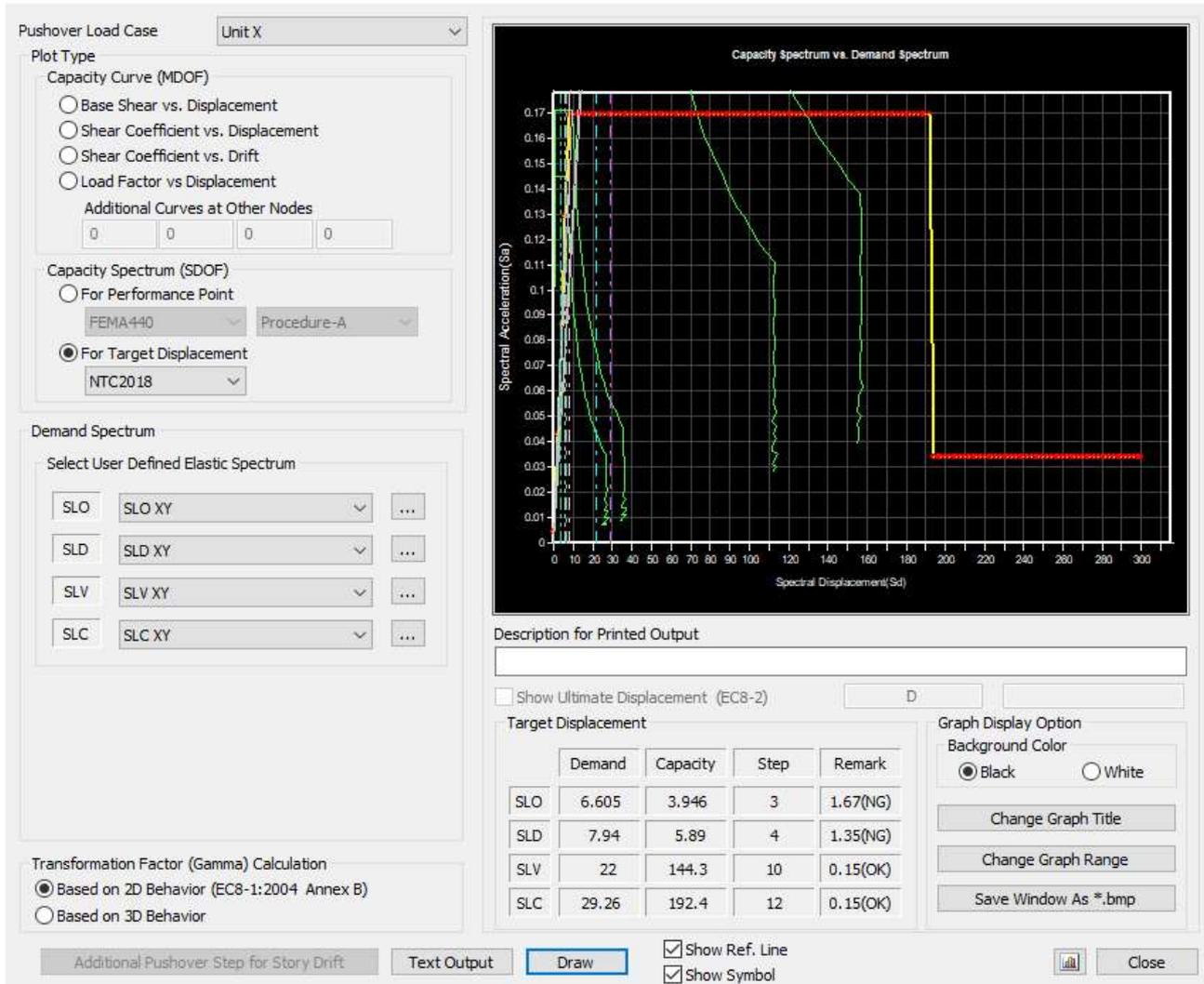


Figura 180 curva di capacità - tratto sottostante piano viabile

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 10), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
344	I-end	Primary	Unit X	0.0024	0.0214	OK	0.0000	0.0214	OK	0.0000	1572.1300	OK	808.9680	1572.1300	OK
344	J-end	Primary	Unit X	0.0005	0.0216	OK	0.0000	0.0216	OK	0.0000	1501.5400	OK	808.9680	1501.5400	OK

Figura 181 Verifica di sicurezza

11.3.17 PILA 18

La pila 18 è analoga per altezza ed armatura alla pila 16, se ne omette dunque la trattazione per esteso.

11.3.18 PILA 19

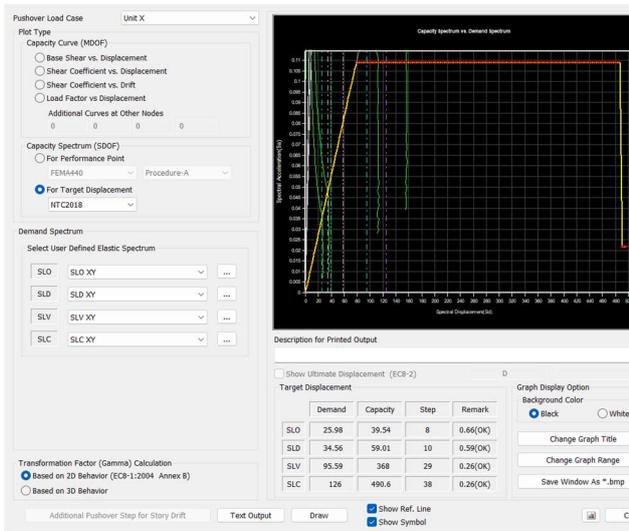


Figura 182 Curva di capacità longitudinale

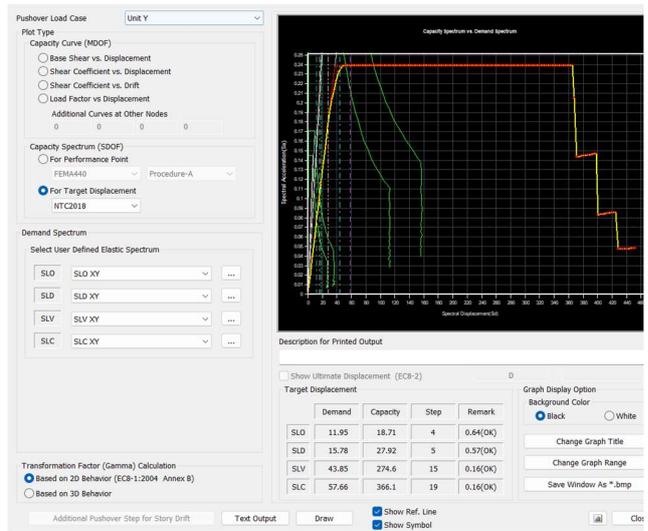


Figura 183 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 29), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
263	I-end	Primary	Unit X	0.0072	0.0370	OK	0.0000	0.0370	OK	0.6857	462.1970	OK	146.3120	462.1970	OK
272	I-end	Primary	Unit X	0.0072	0.0370	OK	-0.0000	0.0370	OK	0.6857	462.1390	OK	146.2940	462.1390	OK

Figura 184 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 15), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
263	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0298	OK	-0.0038	0.0298	OK	258.0070	462.1380	OK	0.0000	462.1380	OK
263	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0301	OK	0.0033	0.0301	OK	258.0070	440.7590	OK	0.0000	440.7590	OK
272	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0298	OK	-0.0037	0.0298	OK	377.7600	462.1380	OK	0.0000	462.1380	OK
272	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0301	OK	0.0031	0.0301	OK	377.7600	440.7590	OK	0.0000	440.7590	OK

Figura 185 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.19 PILA 20

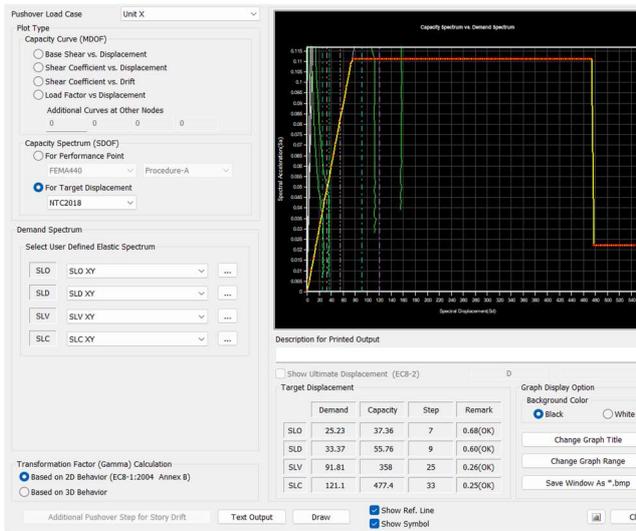


Figura 186 Curva di capacità longitudinale

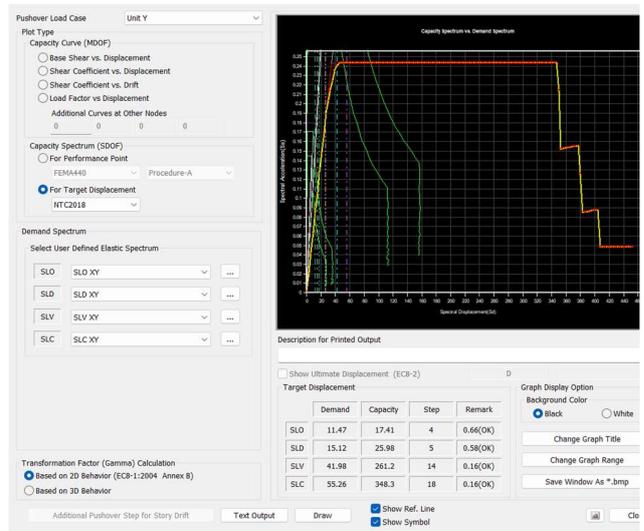


Figura 187 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 25), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
263	I-end	Primary	Unit X	0.0070	0.0369	OK	0.0000	0.0369	OK	0.7300	466.5600	OK	152.9310	466.5600	OK
272	I-end	Primary	Unit X	0.0070	0.0369	OK	-0.0000	0.0369	OK	0.7300	466.5600	OK	152.9310	466.5600	OK

Figura 188 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale - SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 14), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
263	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0294	OK	-0.0036	0.0294	OK	264.8080	461.3160	OK	0.0000	461.3160	OK
263	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0297	OK	0.0032	0.0297	OK	264.8080	440.7590	OK	0.0000	440.7590	OK
272	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0294	OK	-0.0036	0.0294	OK	392.9620	461.3160	OK	0.0000	461.3160	OK
272	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0297	OK	0.0029	0.0297	OK	392.9620	440.7590	OK	0.0000	440.7590	OK

Figura 189 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.20 PILA 21

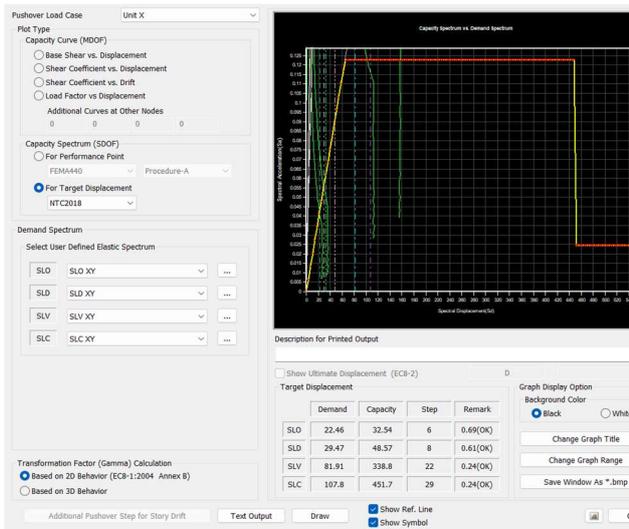


Figura 190 Curva di capacità longitudinale

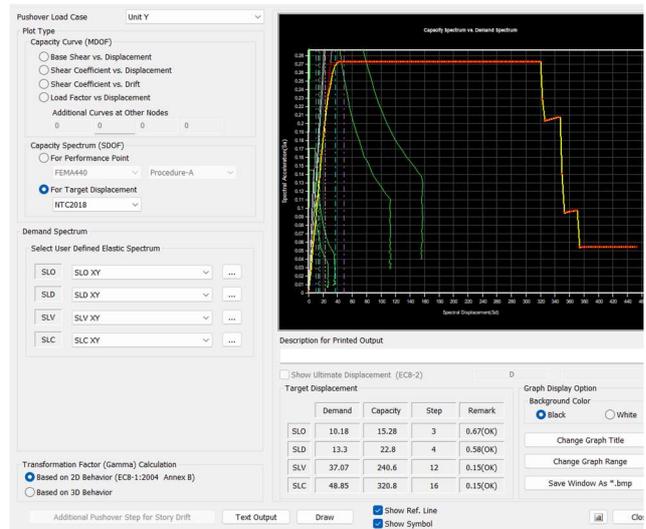


Figura 191 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 22), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
263	I-end	Primary	Unit X	0.0065	0.0368	OK	0.0000	0.0368	OK	0.8267	453.2420	OK	158.2940	453.2420	OK
272	I-end	Primary	Unit X	0.0065	0.0368	OK	-0.0000	0.0368	OK	0.8267	453.2420	OK	158.2940	453.2420	OK

Figura 192 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 12), Confidence factor = 1.20															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
263	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0273	OK	-0.0033	0.0273	OK	281.1630	438.3510	OK	0.0000	438.3510	OK
263	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0276	OK	0.0029	0.0276	OK	281.1630	419.0740	OK	0.0000	419.0740	OK
272	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0273	OK	-0.0033	0.0273	OK	412.0030	438.3510	OK	0.0000	438.3510	OK
272	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0276	OK	0.0026	0.0276	OK	412.0030	419.0740	OK	0.0000	419.0740	OK

Figura 193 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.21 PILA 22

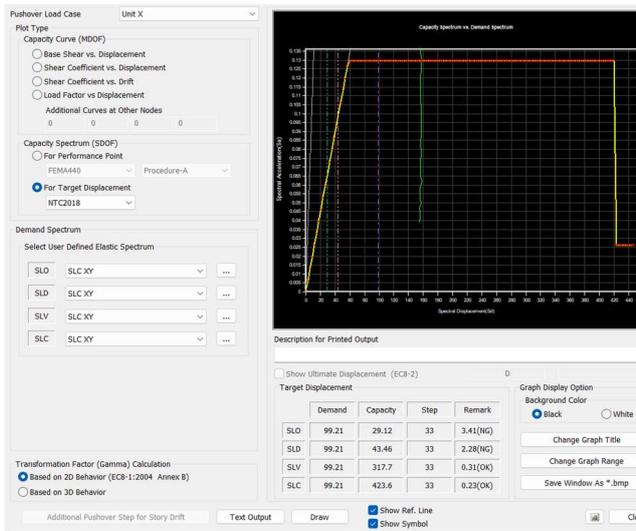


Figura 194 Curva di capacità longitudinale

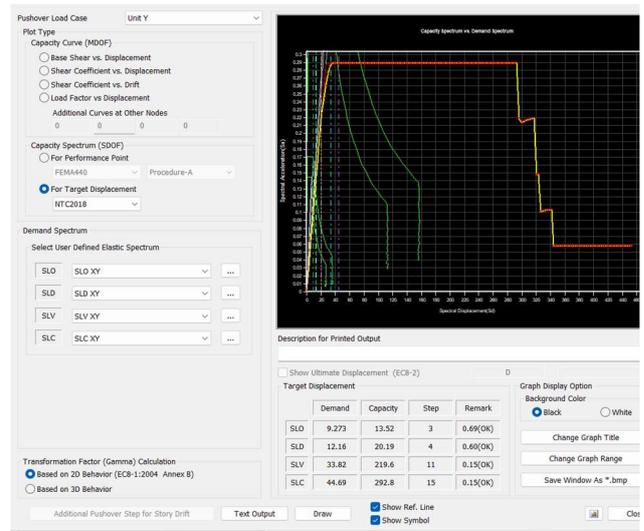


Figura 195 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 25), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
263	I-end	Primary	Unit X	0.0064	0.0360	OK	0.0000	0.0360	OK	0.9196	453.0880	OK	167.7020	453.0880	OK
272	I-end	Primary	Unit X	0.0064	0.0360	OK	-0.0000	0.0360	OK	0.9196	453.0880	OK	167.7020	453.0880	OK

Figura 196 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 12), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
263	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0279	OK	-0.0035	0.0279	OK	311.6840	481.1540	OK	0.0000	481.1540	OK
263	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0281	OK	0.0031	0.0281	OK	311.6840	463.0640	OK	0.0000	463.0640	OK
272	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0279	OK	-0.0035	0.0279	OK	465.5190	481.1540	OK	0.0000	481.1540	OK
272	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0281	OK	0.0028	0.0281	OK	465.5190	463.0640	NG	0.0000	463.0640	OK

Figura 197 Verifica di sicurezza direzione trasversale -SLV

11.3.22 PILA 23

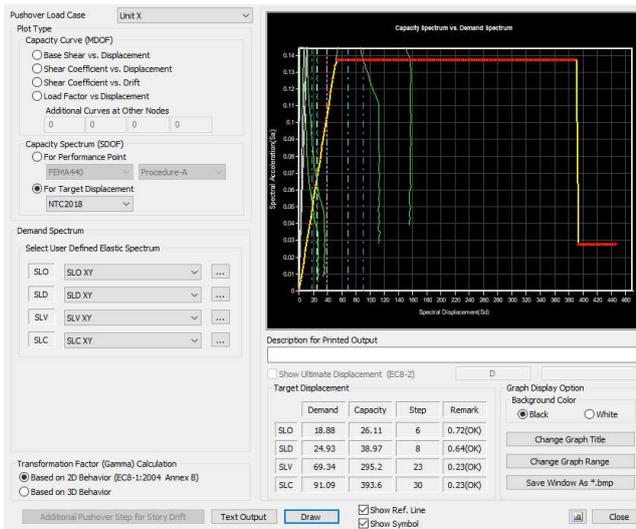


Figura 198 Curva di capacità longitudinale

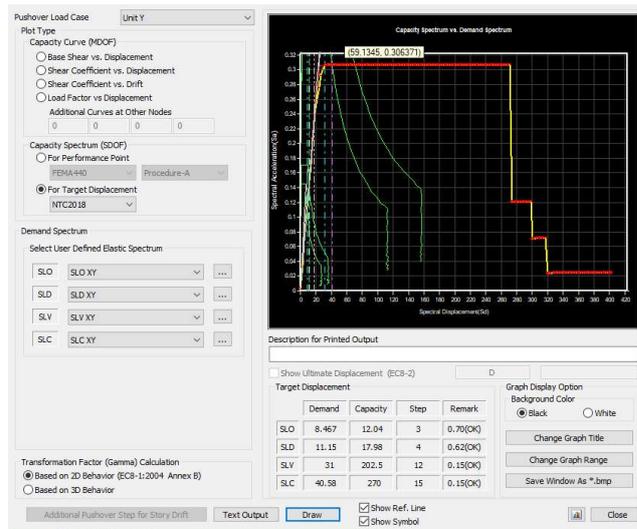


Figura 199 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 23), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
263	I-end	Primary	Unit X	0.0062	0.0352	OK	0.0000	0.0352	OK	1.0258	452.5830	OK	177.3000	452.5830	OK
272	I-end	Primary	Unit X	0.0062	0.0352	OK	-0.0000	0.0352	OK	1.0258	452.5830	OK	177.3000	452.5830	OK

Figura 200 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 11), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
263	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0277	OK	-0.0034	0.0277	OK	329.0340	476.8080	OK	0.0000	476.8080	OK
263	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0279	OK	0.0031	0.0279	OK	329.0340	459.8150	OK	0.0000	459.8150	OK
272	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0277	OK	-0.0034	0.0277	OK	495.1380	476.8080	NG	0.0000	476.8080	OK
272	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0279	OK	0.0027	0.0279	OK	495.1380	459.8150	NG	0.0000	459.8150	OK

Figura 201 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.23 PILA 24

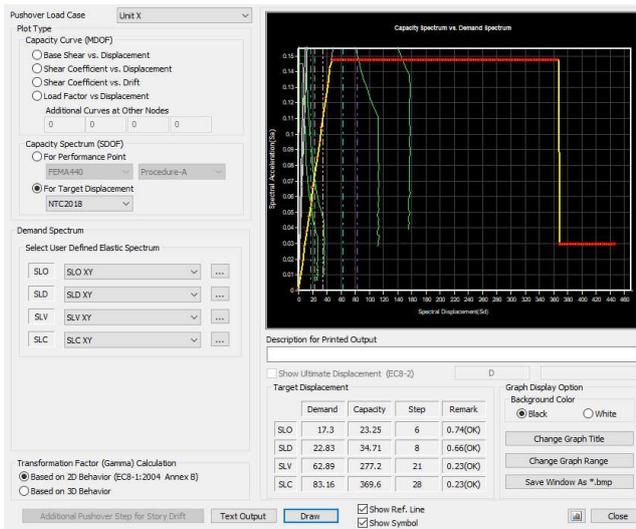


Figura 202 Curva di capacità longitudinale

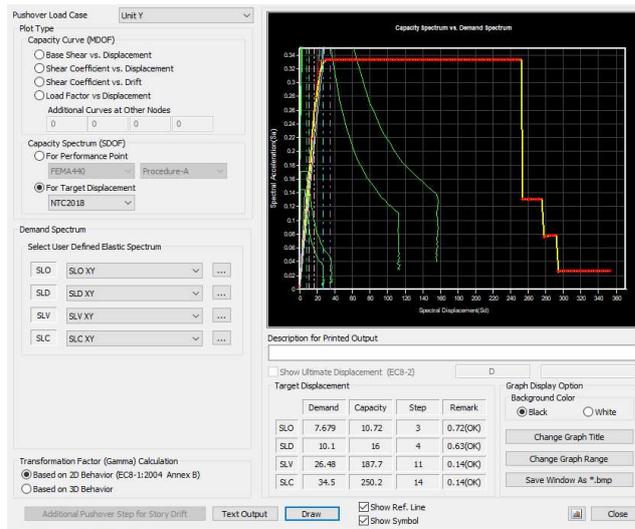


Figura 203 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 21), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
263	I-end	Primary	Unit X	0.0059	0.0346	OK	0.0000	0.0346	OK	1.1431	446.7030	OK	185.2240	446.7030	OK
272	I-end	Primary	Unit X	0.0059	0.0346	OK	-0.0000	0.0346	OK	1.1431	446.7030	OK	185.2240	446.7030	OK

Figura 204 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 11), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
263	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0271	OK	-0.0028	0.0271	OK	327.9980	446.7030	OK	0.0000	446.7030	OK
263	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0273	OK	0.0024	0.0273	OK	327.9980	430.7150	OK	0.0000	430.7150	OK
272	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0271	OK	-0.0028	0.0271	OK	494.3400	446.7030	NG	0.0000	446.7030	OK
272	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0273	OK	0.0022	0.0273	OK	494.3400	430.7150	NG	0.0000	430.7150	OK

Figura 205 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.24 PILA 25

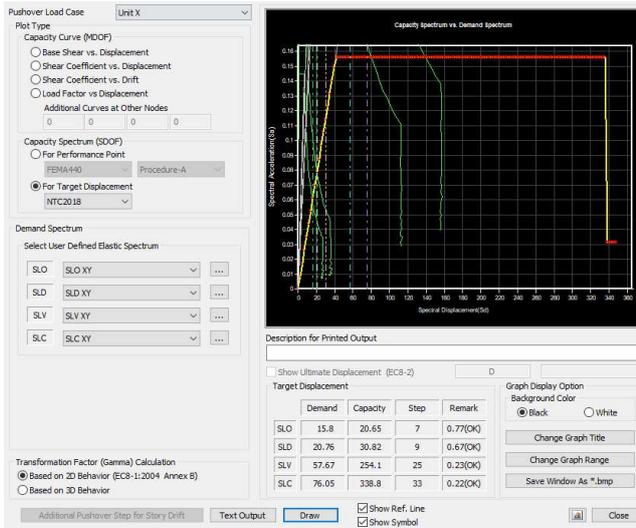


Figura 206 Curva di capacità longitudinale

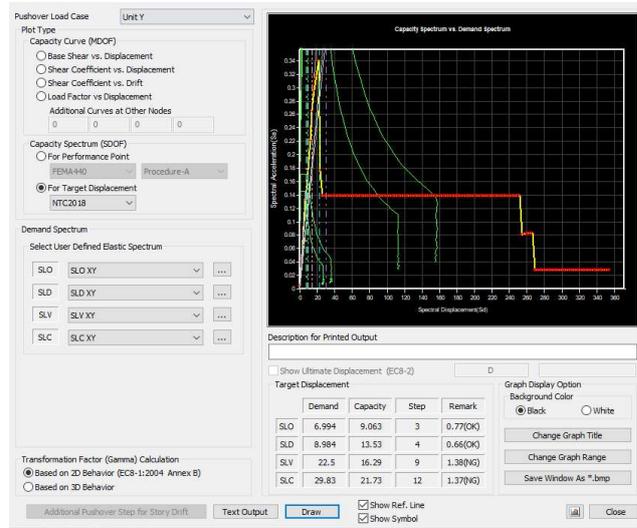


Figura 207 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 25), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
263	I-end	Primary	Unit X	0.0058	0.0337	OK	0.0000	0.0337	OK	1.3021	447.5270	OK	197.6200	447.5270	OK
272	I-end	Primary	Unit X	0.0058	0.0337	OK	-0.0000	0.0337	OK	1.3021	447.5270	OK	197.6200	447.5270	OK

Figura 208 Verifica di sicurezza direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 9), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
263	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0264	OK	-0.0025	0.0264	OK	351.8660	447.5270	OK	0.0000	447.5270	OK
263	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0266	OK	0.0020	0.0266	OK	351.8660	432.6350	OK	0.0000	432.6350	OK
272	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0264	OK	-0.0024	0.0264	OK	510.6310	447.5270	NG	0.0000	447.5270	OK
272	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0266	OK	0.0019	0.0266	OK	510.6310	432.6350	NG	0.0000	432.6350	OK

Figura 209 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.25 PILA 26

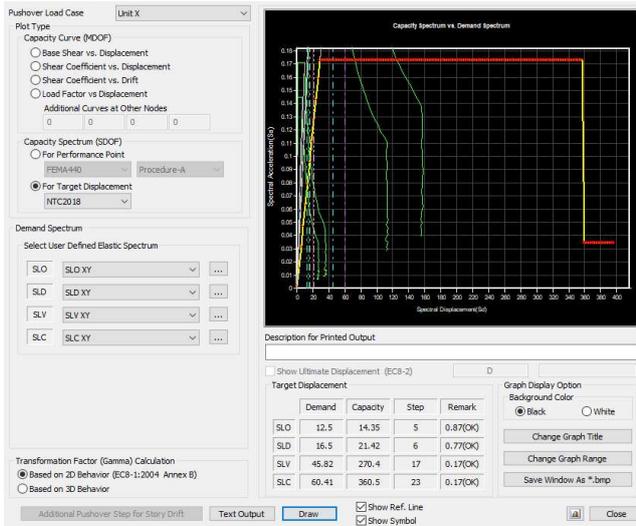


Figura 210 Curva di capacità longitudinale

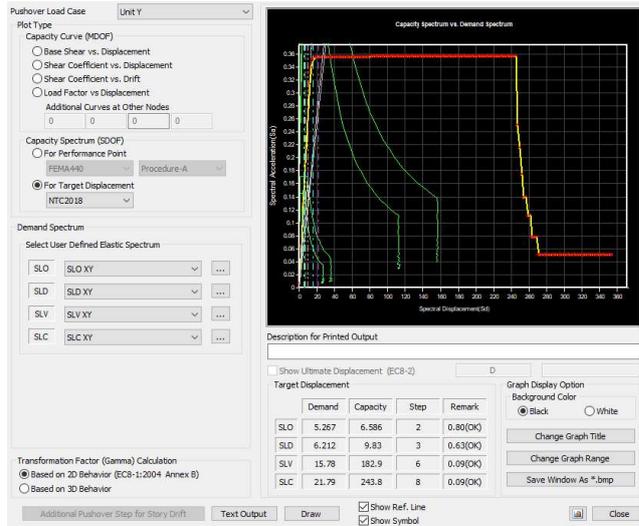


Figura 211 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 17), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
171	I-end	Primary	Unit X	0.0046	0.0343	OK	-0.0000	0.0343	OK	0.7934	379.7230	OK	134.3740	379.7230	OK
172	I-end	Primary	Unit X	0.0046	0.0343	OK	0.0000	0.0343	OK	0.3461	377.1190	OK	132.9210	377.1190	OK
702	I-end	Primary	Unit X	0.0044	0.0343	OK	-0.0000	0.0343	OK	0.6813	378.5770	OK	143.7820	378.5770	OK
703	I-end	Primary	Unit X	0.0044	0.0343	OK	0.0000	0.0343	OK	1.1290	379.1580	OK	143.5710	379.1580	OK

Figura 212 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 6), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
171	I-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0266	OK	-0.0017	0.0266	OK	367.6350	403.2320	OK	0.0000	403.2320	OK
171	J-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0268	OK	0.0016	0.0268	OK	367.6350	388.6140	OK	0.0000	388.6140	OK
172	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0267	OK	-0.0017	0.0267	OK	326.5530	400.6280	OK	0.0000	400.6280	OK
172	J-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0268	OK	0.0016	0.0268	OK	326.5530	386.0100	OK	0.0000	386.0100	OK
702	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0266	OK	-0.0016	0.0266	OK	351.5410	402.0860	OK	0.0000	402.0860	OK
702	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0268	OK	0.0012	0.0268	OK	351.5410	387.4680	OK	0.0000	387.4680	OK
703	I-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0266	OK	-0.0017	0.0266	OK	268.5380	402.6670	OK	0.0000	402.6670	OK
703	J-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0268	OK	0.0012	0.0268	OK	268.5380	388.0490	OK	0.0000	388.0490	OK

Figura 213 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.26 PILA 27

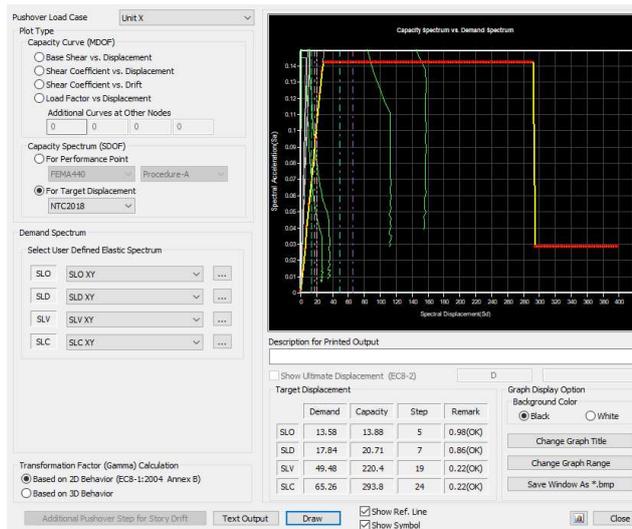


Figura 214 Curva di capacità longitudinale

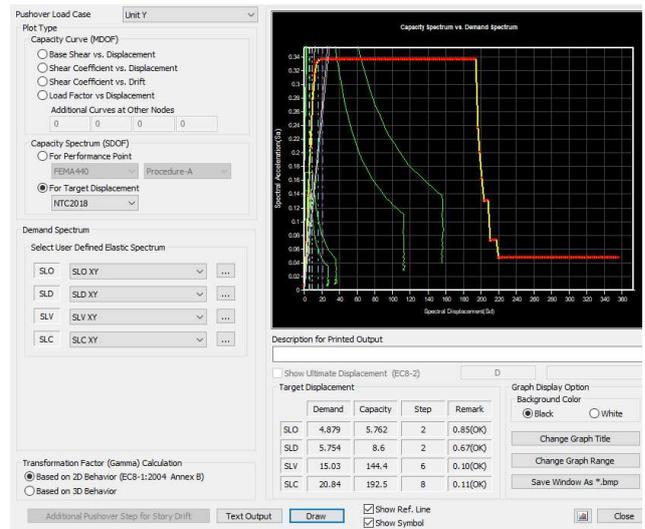


Figura 215 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 19), Confidence factor = 1.00													Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase		
171	I-end	Primary	Unit X	0.0059	0.0314	OK	-0.0000	0.0314	OK	1.0020	462.0150	OK	186.9350	462.0150	OK
172	I-end	Primary	Unit X	0.0059	0.0314	OK	0.0000	0.0314	OK	0.4560	459.3190	OK	185.0850	459.3190	OK
702	I-end	Primary	Unit X	0.0056	0.0314	OK	-0.0000	0.0314	OK	0.9102	460.8780	OK	202.3030	460.8780	OK
703	I-end	Primary	Unit X	0.0056	0.0314	OK	0.0000	0.0314	OK	1.4562	461.4320	OK	201.8720	461.4320	OK

Figura 216 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 6), Confidence factor = 1.00													Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase		
171	I-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0246	OK	-0.0019	0.0246	OK	498.2500	462.0150	NG	0.0000	462.0150	OK
171	J-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0247	OK	0.0019	0.0247	OK	498.2500	449.4980	NG	0.0000	449.4980	OK
172	I-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0246	OK	-0.0019	0.0246	OK	437.4190	459.3190	OK	0.0000	459.3190	OK
172	J-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0248	OK	0.0018	0.0248	OK	437.4190	446.8020	OK	0.0000	446.8020	OK
702	I-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0246	OK	-0.0018	0.0246	OK	520.5610	460.8780	NG	0.0000	460.8780	OK
702	J-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0248	OK	0.0013	0.0248	OK	520.5610	448.3620	NG	0.0000	448.3620	OK
703	I-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0246	OK	-0.0019	0.0246	OK	351.5610	461.4320	OK	0.0000	461.4320	OK
703	J-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0247	OK	0.0013	0.0247	OK	351.5610	448.9160	OK	0.0000	448.9160	OK

Figura 217 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.27 PILA 28

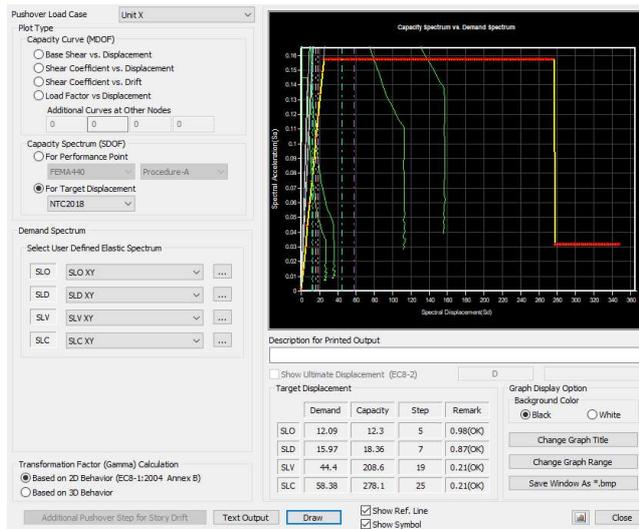


Figura 218 Curva di capacità longitudinale

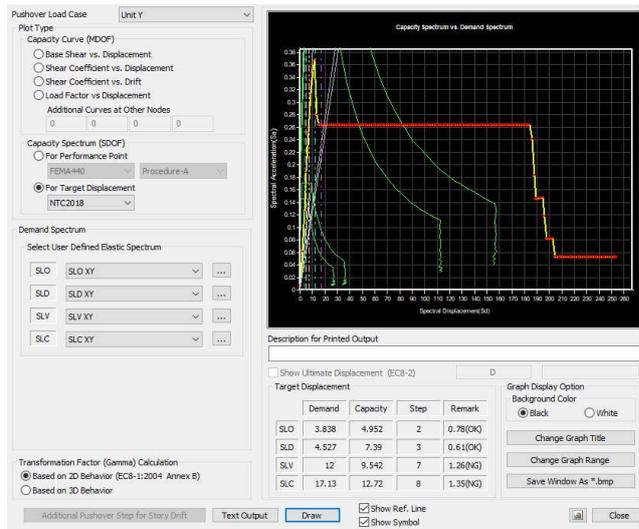


Figura 219 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 19), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
171	I-end	Primary	Unit X	0.0053	0.0310	OK	-0.0000	0.0310	OK	1.0965	442.9180	OK	187.0290	442.9180	OK
172	I-end	Primary	Unit X	0.0053	0.0311	OK	0.0000	0.0311	OK	0.5128	440.1920	OK	185.0730	440.1920	OK
702	I-end	Primary	Unit X	0.0051	0.0311	OK	-0.0000	0.0311	OK	1.0151	441.7860	OK	203.1470	441.7860	OK
703	I-end	Primary	Unit X	0.0051	0.0310	OK	0.0000	0.0310	OK	1.5988	442.3320	OK	202.6840	442.3320	OK

Figura 220 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 7), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
171	I-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0244	OK	-0.0017	0.0244	OK	504.9440	442.9180	NG	0.0000	442.9180	OK
171	J-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0245	OK	0.0016	0.0245	OK	504.9440	431.0410	NG	0.0000	431.0410	OK
172	I-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0244	OK	-0.0017	0.0244	OK	442.8840	440.1920	NG	0.0000	440.1920	OK
172	J-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0245	OK	0.0016	0.0245	OK	442.8840	428.3150	NG	0.0000	428.3150	OK
702	I-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0244	OK	-0.0016	0.0244	OK	510.0620	441.7860	NG	0.0000	441.7860	OK
702	J-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0245	OK	0.0011	0.0245	OK	510.0620	429.9090	NG	0.0000	429.9090	OK
703	I-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0244	OK	-0.0017	0.0244	OK	359.1410	442.3320	OK	0.0000	442.3320	OK
703	J-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0245	OK	0.0011	0.0245	OK	359.1410	430.4540	OK	0.0000	430.4540	OK

Figura 221 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.3.28 PILA 29

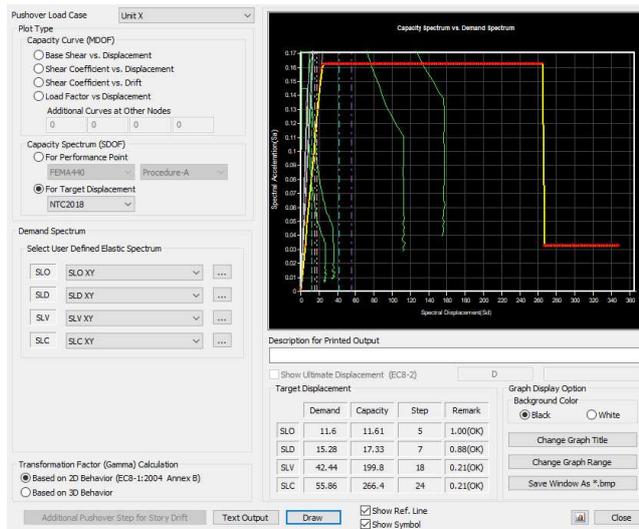


Figura 222 Curva di capacità longitudinale

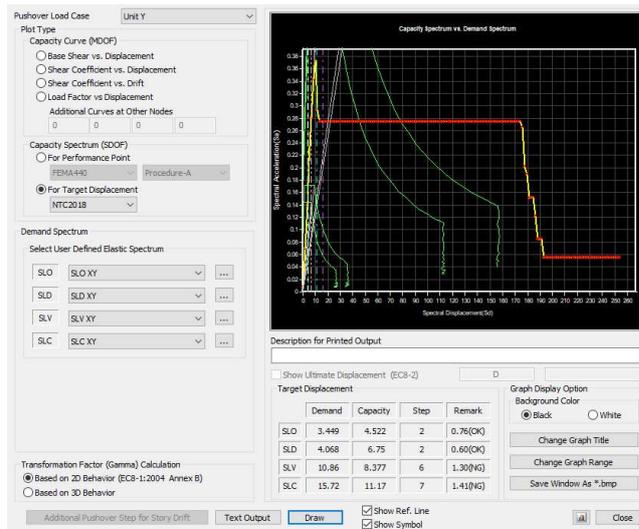


Figura 223 Curva di capacità trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 18), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
171	I-end	Primary	Unit X	0.0052	0.0306	OK	-0.0000	0.0306	OK	1.1704	442.4660	OK	192.9290	442.4660	OK
172	I-end	Primary	Unit X	0.0052	0.0307	OK	0.0000	0.0307	OK	0.5614	439.7190	OK	190.8750	439.7190	OK
702	I-end	Primary	Unit X	0.0049	0.0306	OK	-0.0000	0.0306	OK	1.0566	441.3390	OK	210.1570	441.3390	OK
703	I-end	Primary	Unit X	0.0049	0.0306	OK	0.0000	0.0306	OK	1.6657	441.8780	OK	209.6510	441.8780	OK

Figura 224 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale – SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 6), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase.															
171	I-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0240	OK	-0.0015	0.0240	OK	527.0430	442.4660	NG	0.0000	442.4660	OK
171	J-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0241	OK	0.0014	0.0241	OK	527.0430	431.0450	NG	0.0000	431.0450	OK
172	I-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0241	OK	-0.0015	0.0241	OK	462.5630	439.7190	NG	0.0000	439.7190	OK
172	J-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0242	OK	0.0014	0.0242	OK	462.5630	428.2980	NG	0.0000	428.2980	OK
702	I-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0240	OK	-0.0014	0.0240	OK	486.4390	441.3390	NG	0.0000	441.3390	OK
702	J-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0242	OK	0.0010	0.0242	OK	486.4390	429.9180	NG	0.0000	429.9180	OK
703	I-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0240	OK	-0.0015	0.0240	OK	369.6480	441.8780	OK	0.0000	441.8780	OK
703	J-end	Primary	Unit Y	-0.0000	0.0241	OK	0.0009	0.0241	OK	369.6480	430.4570	OK	0.0000	430.4570	OK

Figura 225 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

11.4 LIVELLO DI SICUREZZA

La valutazione dell'adeguatezza dell'opera viene eseguita sulla base del calcolo del coefficiente di adeguatezza ζ_E definito nelle NTC18 e ripreso dalle LLGG2020 al §6.1.5. Le NTC18 al §8.3 recitano: "Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione" tale parametro è definito nella Circolare 2019 come l'accelerazione al suolo $a_g \cdot S$.

In tal senso il coefficiente di adeguatezza non è altro, dunque, che un rapporto tra le PGA.

$$\zeta_E = \frac{PGA(T_R)}{PGA_{RIF}(T_{R,SL})} = \frac{a_g(T_R) \cdot S_T \cdot S_S(T_R)}{a_g(T_{R,SL}) \cdot S_T \cdot S_S(T_{R,SL})}$$

Il valore limite a definizione del livello di adeguatezza sono fornite dalle NTC18 al §8.4.3. Poiché nel caso specifico si fa riferimento al punto c) ed e) in quanto si va a verificare anche l'adeguatezza statica dell'opera nel rispetto dei carichi da traffico definiti dalle NTC18, il coefficiente di adeguatezza vale:

$$\zeta_E \geq 0.80$$

Da un punto di vista pratico, il processo, di tipo iterativo consiste nello scalare le ordinate spettrali associate allo stato limite considerato (SLV) fino ad ottenere le sollecitazioni che portano al raggiungimento della capacità dell'elemento strutturale per azioni sismiche.

Si riporta nel seguito il rapporto tra le sollecitazioni di capacità e domanda per le pile analizzate. Com'è possibile notare dalla tabella, i rapporti di verifica più penalizzanti sono riferito alle pile a fusto doppio. Per queste, infatti, considerata la geometria e l'altezza si nota un comportamento spiccatamente fragile e non duttile (classico di elementi tozzi).

RAPPORTI DI VERIFICA - VRd/Ved			
Pila	VRd (kN)	Ved (kN)	C/D
2-39-38	423.2	446.58	0.947647
3-37	427.41	472.88	0.903845
4-36	423.22	303.26	1.395568
5-35	423.22	362.46	1.167632
6-34	423.35	559.64	0.756468
7-33	423.35	559.17	0.757104
8-32	423.35	554.48	0.763508
9-31-30	421.62	545.94	0.772283
22	420.11	443.06	0.948201
23	420.69	481.66	0.873417
24	415.82	494.34	0.841162
25	417.74	510.63	0.818087
26	373.26	268.54	1.389961
27	433.47	520.56	0.832699
28	415.01	510.06	0.813649
29	427.57	527.04	0.811267

Scegliendo dunque di analizzare la *Pila 6* per la quale il rapporto tra capacità e domanda assume valore minimo, si esegue nuovamente l'analisi di push-over considerando uno spettro elastico scalato del 20% sul valore delle ordinate secondo quanto permesso dalle NTC al §8.4.3..

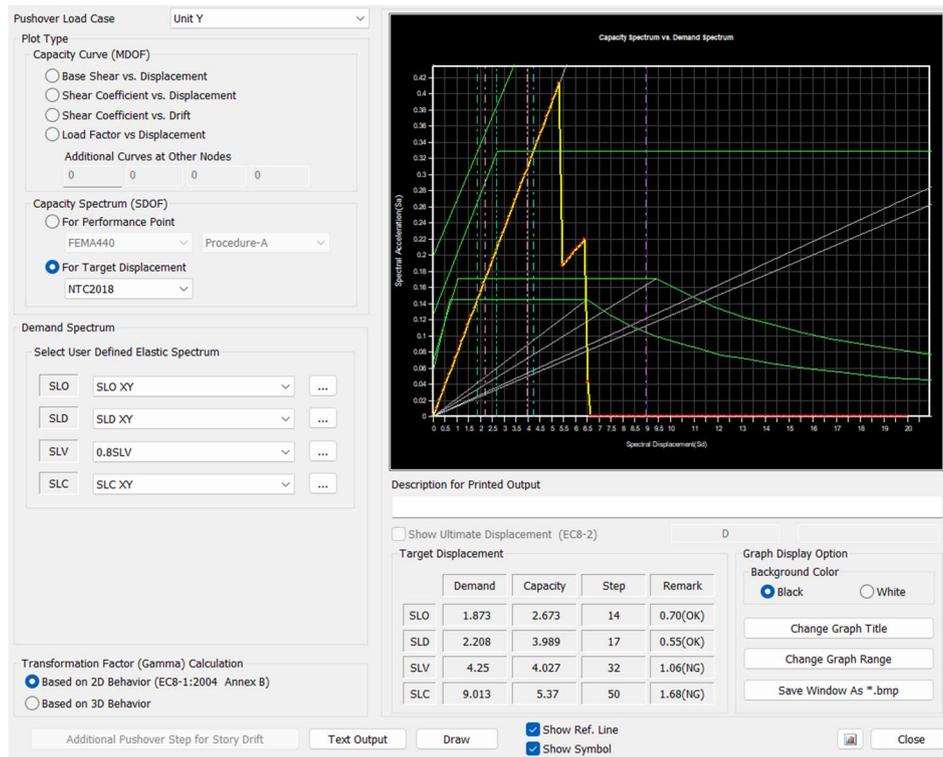


Figura 226 Curva di capacità in direzione trasversale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 32), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0217	OK	-0.0007	0.0217	OK	400.7580	446.7450	OK	0.0000	446.7450	OK
142	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0218	OK	0.0004	0.0218	OK	400.7580	438.2480	OK	0.0000	438.2480	OK
143	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0217	OK	-0.0007	0.0217	OK	448.8220	446.7450	NG	0.0000	446.7450	OK
143	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0218	OK	0.0005	0.0218	OK	448.8220	438.2480	NG	0.0000	438.2480	OK

Figura 227 Verifica di sicurezza in direzione trasversale – 0.8 SLV

La verifica di sicurezza per meccanismi fragili, considerando uno Spettro Elastico di verifica pari all'80% dello Spettro Elastico di progetto non è soddisfatta.

Si procede al rinforzo le pile a fusto doppio al fine di evitarne il collasso per meccanismi istantanei e repentini come quelli fragili.

12 VERIFICA APPOGGI

12.1 VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Secondo quanto riportato al 3.2.4 delle NTC18, per opere con sviluppo planimetrico significativo, è necessario considerare un fattore di variabilità del moto spaziale dato dal fenomeno asincrono di propagazione delle onde sismiche, dalla disomogeneità e dalle discontinuità presenti nel terreno.

Al fine di tenere conto di questo aspetto, la UNI EN 1998-2:2005 suggerisce un metodo semplificato basato sul calcolo di due diversi set di spostamenti pseudo-statici:

1. Set A: rispetto ad un punto di riferimento assunto fisso, fornisce gli spostamenti globali dell'opera in funzione della distanza dal supporto di riferimento;

2. Set B: tiene conto dell'influenza degli spostamenti del terreno che occorrono in direzioni opposte tra pile adiacenti.

I due set di spostamenti sono implementati nel modello e applicati a pile ed appoggi attraverso specifici casi di carico.

12.1.1 SET A

Gli spostamenti definiti dal primo set si calcolano:

$$d_{ri} = \varepsilon_r L_i \leq d_g \sqrt{2}$$

Con:

$$\varepsilon_r = \frac{d_g \sqrt{2}}{L_g}$$

Dove:

- d_g è lo spostamento di progetto corrispondente al tipo di terreno;
- L_i è la distanza della pila i -esima dal supporto assunto fisso;
- L_g è la distanza oltre la quale i movimenti del terreno sono considerati non correlati (tabella di cui sotto)

Table 3.1N: distance beyond which ground motions may be considered uncorrelated

Ground Type	A	B	C	D	E
L_g (m)	600	500	400	300	500

Considerando le seguenti caratteristiche del luogo:

Set A			
Tipo di terreno			C
Accelerazione di progetto del terreno - SLC	ag=		1.3132 m/s ²
Limite inferiore periodo - tratto cost - SLC	Tb=		0.189 s
Limite superiore periodo - tratto cost - SLC	Tc=		0.567 s
Limite spostamento cost - SLC	Td=		2.135 s
Parametro del terreno - SLC	S=		1.49
Spostamento di progetto del terreno	dg=		0.059216 m 59.21587 mm
Distanza di correlazione - param. Terreno	Lg=		400 m
Coefficiente	$\varepsilon_r = dg \sqrt{2} / L_g =$		0.000209 m 0.20936 mm
Distanza da un punto di riferimento	Li		

Si calcolano i valori di spostamento:

Displacement sets				
	n	Li (m)	dri (m)	dri (mm)
spalla	1	0	0	0
n appoggio	2	19.75	0.004134854	4.134854
n appoggio	3	39.75	0.008322048	8.322048
n appoggio	4	59.75	0.012509242	12.50924
n appoggio	5	79.75	0.016696436	16.69644
n appoggio	6	99.75	0.02088363	20.88363
n appoggio	7	119.75	0.025070825	25.07082
n appoggio	8	139.75	0.029258019	29.25802
n appoggio	9	159.75	0.033445213	33.44521
n appoggio	10	179.75	0.037632407	37.63241
n appoggio	11	199.75	0.041819601	41.8196
n appoggio	12	220.05	0.046069603	46.0696
n appoggio	13	251.05	0.052559754	52.55975
n appoggio	14	278.05	0.058212466	58.21247
n appoggio	15	304.05	0.063655818	63.65582
n appoggio	16	330.05	0.06909917	69.09917
n appoggio	17	354.45	0.074207547	74.20755
n appoggio	18	385.1	0.080624422	80.62442
n appoggio	19	404.9	0.084769744	84.76974
n appoggio	20	424.4	0.088852258	88.85226
n appoggio	21	443.9	0.092934773	92.93477
n appoggio	22	463.4	0.097017287	97.01729
n appoggio	23	482.9	0.101099801	101.0998
n appoggio	24	502.4	0.105182315	105.1823
n appoggio	25	521.9	0.10926483	109.2648
n appoggio	26	541.4	0.113347344	113.3473
n appoggio	27	561.4	0.117534538	117.5345
n appoggio	28	581.4	0.121721732	121.7217
n appoggio	29	601.4	0.125908926	125.9089
n appoggio	30	621.4	0.13009612	130.0961
n appoggio	31	641.4	0.134283314	134.2833
n appoggio	32	661.4	0.138470508	138.4705
n appoggio	33	681.4	0.142657702	142.6577
n appoggio	34	701.4	0.146844896	146.8449
n appoggio	35	721.4	0.151032091	151.0321
n appoggio	36	741.4	0.155219285	155.2193
n appoggio	37	761.4	0.159406479	159.4065
n appoggio	38	781.4	0.163593673	163.5937
n appoggio	39	801.4	0.167780867	167.7809
n appoggio	40	821.1	0.171905253	171.9053

Gli spostamenti calcolati sono applicati alla base delle pile in idrezione longitudinale e trasversale.

12.2 VERIFICA BATTIMENTO/CHIUSURA GIUNTO

Si riportano gli spostamenti dell'impalcato allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV per verificare la chiusura dei giunti.

Agli spostamenti ottenuti dall'analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q = 1.5$ saranno sommati gli spostamenti dati dalla variabilità spaziale del moto precedentemente calcolati. Si riportano prima di tutto gli spostamenti ottenuti dall'analisi dinamica lineare considerando l'SLV, successivamente, verranno sommati gli spostamenti definiti da EC8 – Set A.

ANALISI DINAMICA LINEARE				
SLV - CHIUSURA GIUNTO				
		DX (cm)		+ set A
P1	-3.26	-3.46	0.2	0.613485
P2	3.57	-3.46	7.03	7.862205
P3	-3.57	-3.7	0.13	1.380924
P4	-3.89	-3.7	-0.19	1.479644
P5	-4.21	-3.89	-0.32	1.768363
P6	-4.56	-4.21	-0.35	2.157082
P7	-4.54	-4.56	0.02	2.945802
P8	-6.01	-4.54	-1.47	1.874521
P9	-7	-6.017	-0.983	2.780241
P10	-4.52	-7	2.48	6.66196
P11	-3.68	-4.51	0.83	5.43696
P12	4.28	-3.86	8.14	13.39598
P13	4.72	4.28	0.44	6.261247
P14	4.99	4.72	0.27	6.635582
P15	-5.1	4.99	10.09	16.99992
P16	4.34	-5.1	9.44	16.86075
P17	5.26	4.35	0.91	8.972442
P18	9.33	5.27	4.06	12.53697
P19	10.53	9.33	1.2	10.08523
P20	9.76	10.53	-0.77	8.523477
P21	7.78	9.76	-1.98	7.721729
P22	6.06	7.77	-1.71	8.39998
P23	-5.8	6.059	11.859	22.37723
P24	-6.29	-5.81	-0.48	10.44648
P25	3.84	-6.29	10.13	21.46473
P26	6.04	-6.4	12.44	24.19345
P27	5.63	6.04	-0.41	11.76217
P28	-4.9	5.63	10.53	23.12089
P29	3.37	-4.89	8.26	21.26961
P30	5.65	3.37	2.28	15.70833
P31	-4.96	5.65	10.61	24.45705
P32	4.21	-4.96	9.17	23.43577
P33	4.06	4.22	-0.16	14.52449
P34	3.75	4.06	-0.31	14.79321
P35	3.57	3.74	-0.17	15.35193
P36	3.49	3.57	-0.08	15.86065
P37	3.36	3.49	-0.13	16.22937
P38	3.24	3.36	-0.12	16.65809

Gli spostamenti finali così ottenuti tengono conto dell'effetto asincrono degli spostamenti e dell'aliquota data dalla variabilità del moto sismico. Si fa notare che la chiusura del giunto dev'essere analizzata rispetto al massimo spostamento calcolato. La variabilità spaziale del moto è stata calcolata in riferimento ad un punto fisso coincidente con la spalla lato Mestre; tale assunzione dev'essere ribaltata, così facendo lo spostamento massimo non si avrà più sull'ultima pila (Pila 38) ma bensì sulla prima (P1). I giunti installati non permettono dunque di accomodare gli spostamenti allo SLV.

12.3 VERIFICA ROTTURA APPOGGIO

Si vuole inizialmente verificare se, in condizione SLV, l'appoggio riesca ad accomodare gli spostamenti indotti oppure vada a rottura. Il limite di rottura del dispositivo d'appoggio, per un appoggio di tipo neoprene coincide con il suo spessore; tale affermazione si fonda sull'assunzione di una deformazione massima del cuscinetto in neoprene a 45°.

L'altezza del dispositivo in neoprene è stimata da misure sul campo a $t = 3.5\text{cm}$, la deformazione massima accettabile sarà dunque pari a $s = 5\text{cm}$. Si riportano nel seguito gli spostamenti per ogni appoggio allo SLV.

ROTTURA DISPOSITIVO DI APPOGGIO					
	s (cm) - testa trave	s (cm) - testa pila	s_ed (cm)	s_lim (cm)	Verifica
P1 ME	2.77	0.52	2.25	3.5	OK
P1 VE	3.35	0.52	2.83	3.5	OK
P2 ME	3.35	1.04	2.31	3.5	OK
P2 VE	3.85	1.04	2.81	3.5	OK
P3 ME	3.85	1.57	2.28	3.5	OK
P3 VE	4.37	1.57	2.8	3.5	OK
P4 ME	4.37	2.17	2.2	3.5	OK
P4 VE	4.9	2.17	2.73	3.5	OK
P5 ME	4.9	2.84	2.06	3.5	OK
P5 VE	5.49	2.84	2.65	3.5	OK
P6 ME	5.49	3.59	1.9	3.5	OK
P6 VE	6.16	3.59	2.57	3.5	OK
P7 ME	6.16	4.27	1.89	3.5	OK
P7 VE	6.58	4.27	2.31	3.5	OK
P8 ME	6.58	5.021	1.559	3.5	OK
P8 VE	8.11	5.02	3.09	3.5	OK
P9 ME	8.11	6.28	1.83	3.5	OK
P9 VE	9.25	6.28	2.97	3.5	OK
P10 ME	9.25	6.62	2.63	3.5	OK
P10 VE	7.53	6.63	0.9	3.5	OK
P11 ME	7.53	4.82	2.71	3.5	OK
P11 VE	7.79	4.82	2.97	3.5	OK
P12 ME	7.79	6.21	1.58	3.5	OK
P12 VE	8.81	6.21	2.6	3.5	OK
P13 ME	8.81	6.7	2.11	3.5	OK
P13 VE	9.65	6.7	2.95	3.5	OK
P14 ME	9.65	7.46	2.19	3.5	OK
P14 VE	10.43	7.46	2.97	3.5	OK
P15 ME	10.43	8.18	2.25	3.5	OK
P15 VE	10.89	8.18	2.71	3.5	OK
P16 ME	10.89	8.54	2.35	3.5	OK
P16 VE	11.03	8.54	2.49	3.5	OK
P17 ME	11.03	9.46	1.57	3.5	OK
P17 VE	12.27	9.46	2.81	3.5	OK
P18 ME	12.28	13.03	-0.75	3.5	OK
P18 VE	15.76	13.03	2.73	3.5	OK
P19 ME	15.76	15.026	0.734	3.5	OK
P19 VE	17.082	15.02	2.062	3.5	OK
P20 ME	17.084	15.37	1.714	3.5	OK
P20 VE	16.91	15.37	1.54	3.5	OK
P21 ME	16.91	14.75	2.16	3.5	OK
P21 VE	15.81	14.75	1.06	3.5	OK
P22 ME	15.81	13.85	1.96	3.5	OK
P22 VE	14.92	13.85	1.07	3.5	OK
P23 ME	14.91	13.54	1.37	3.5	OK
P23 VE	15.13	13.54	1.59	3.5	OK
P24 ME	15.13	13.9	1.23	3.5	OK
P24 VE	15.98	13.9	2.08	3.5	OK
P25 ME	15.97	14.36	1.61	3.5	OK
P25 VE	16.41	14.25	2.16	3.5	OK
P26 ME	16.41	14.57	1.84	3.5	OK
P26 VE	16.56	14.57	1.99	3.5	OK
P27 ME	16.56	14.7	1.86	3.5	OK
P27 VE	16.66	14.7	1.96	3.5	OK
P28 ME	16.66	14.77	1.89	3.5	OK
P28 VE	16.53	14.77	1.76	3.5	OK
P29 ME	16.53	14.62	1.91	3.5	OK
P29 VE	15.83	14.62	1.21	3.5	OK
P30 ME	15.83	14.68	1.15	3.5	OK
P30 VE	17.93	15.25	2.68	3.5	OK
P31 ME	17.93	15.49	2.44	3.5	OK
P31 VE	17.81	15.49	2.32	3.5	OK
P32 ME	17.81	15.44	2.37	3.5	OK
P32 VE	17.66	15.44	2.22	3.5	OK
P33 ME	17.66	15.58	2.08	3.5	OK
P33 VE	18	15.58	2.42	3.5	OK
P34 ME	18.01	15.7	2.31	3.5	OK
P34 VE	18.24	15.7	2.54	3.5	OK
P35 ME	18.24	15.89	2.35	3.5	OK
P35 VE	18.55	15.89	2.66	3.5	OK
P36 ME	18.55	16.18	2.37	3.5	OK
P36 VE	18.91	16.18	2.73	3.5	OK
P37 ME	18.91	16.49	2.42	3.5	OK
P37 VE	19.17	16.49	2.68	3.5	OK
P38 ME	19.17	16.73	2.44	3.5	OK
P38 VE	10.91	16.73	-5.82	3.5	NO

Per tutti gli appoggi il valore di spostamento si mantiene ben al di sotto del limite di deformazione, la verifica non risulta soddisfatta solo per l'ultimo appoggio sull'ultima pila lato Venezia, tuttavia il motivo è legato alla modellazione dei vincoli sulle spalle assunti come mere cerniere semplici ideali.

Nel complesso dunque la **verifica è soddisfatta**.

12.4 VERIFICA PERDITA D'APPOGGIO

Si riportano le schermate di output degli spostamenti calcolati allo SLC con fattore di comportamento $q=1.5$. I valori di spostamento riportati sono quelli inerenti ai nodi dell'impalcato.

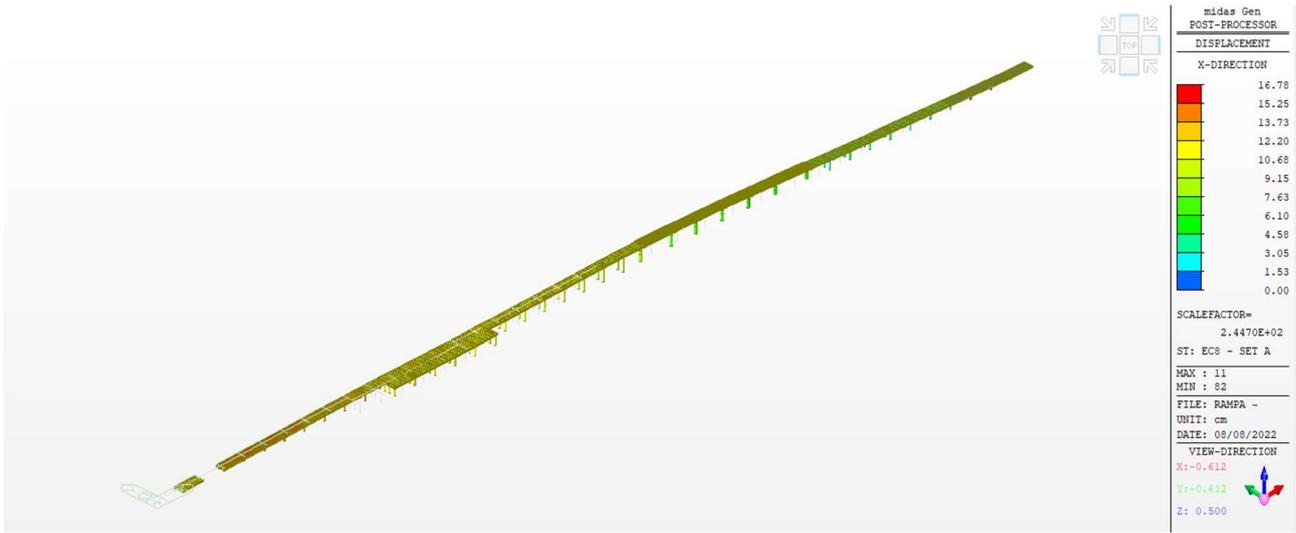


Figura 228 Spostamenti longitudinali - Set A

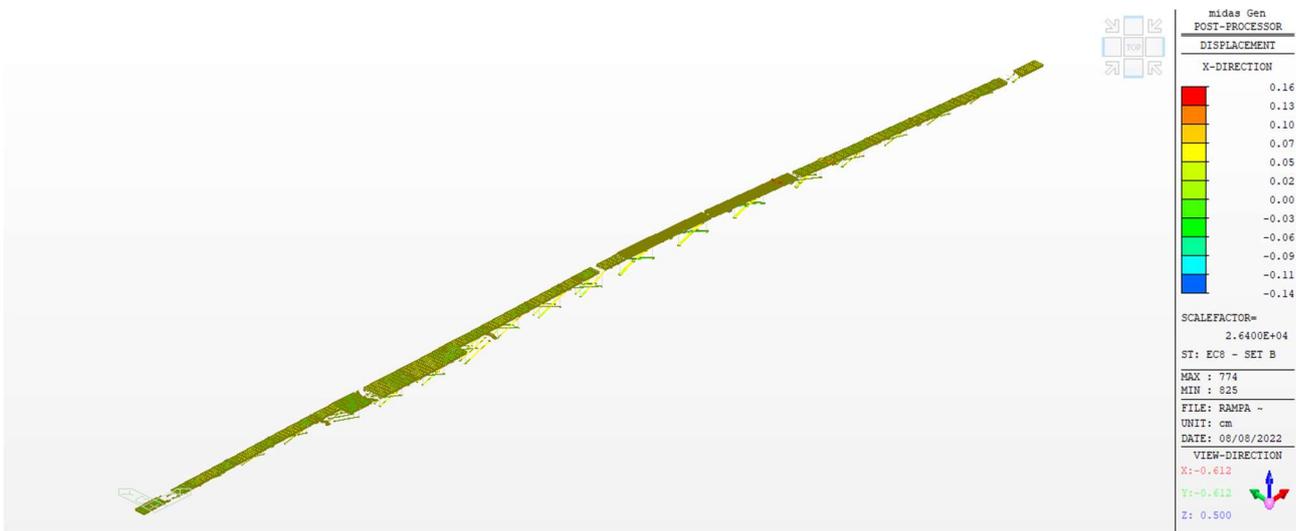


Figura 229 Spostamenti longitudinali - Set B

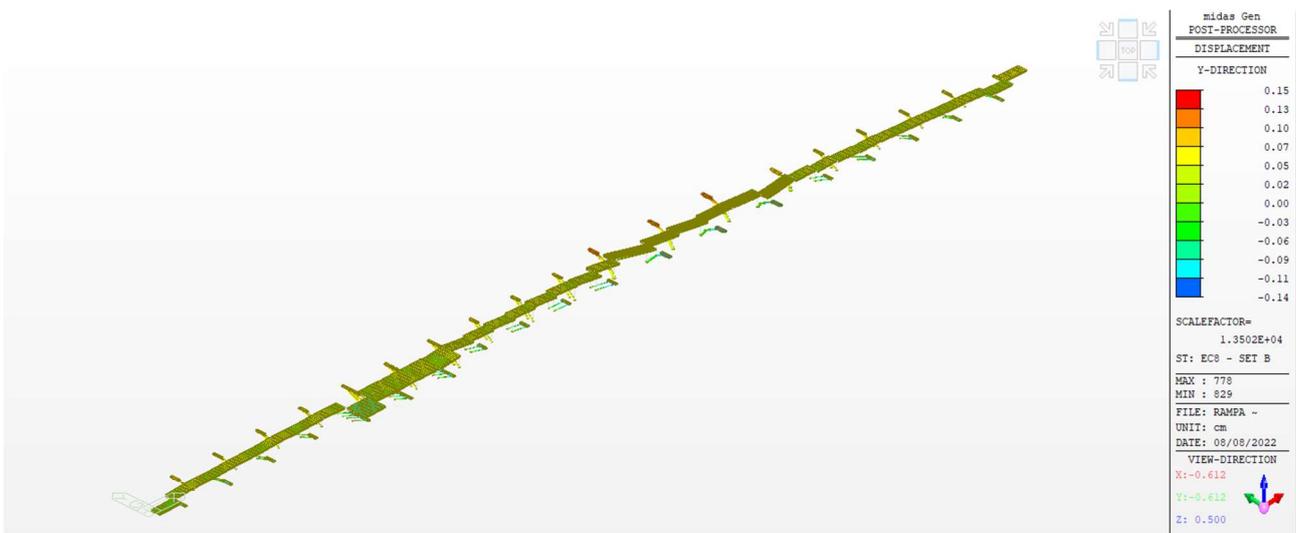


Figura 230 Spostamenti trasversali - Set B

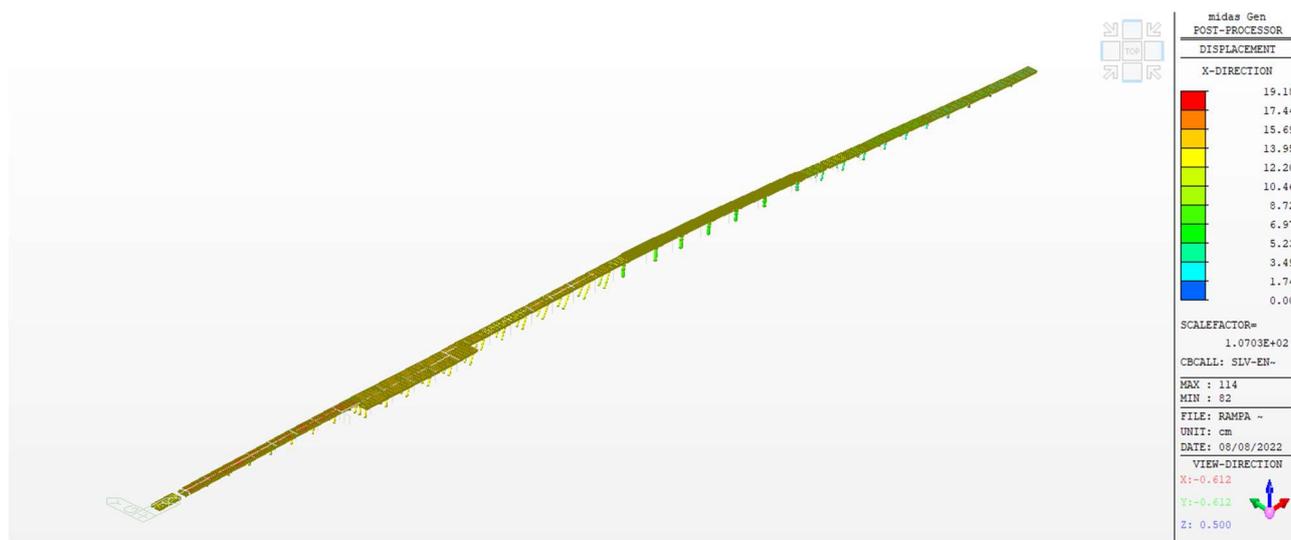


Figura 231 – Spostamenti massimi longitudinali SLV + Set A EC8

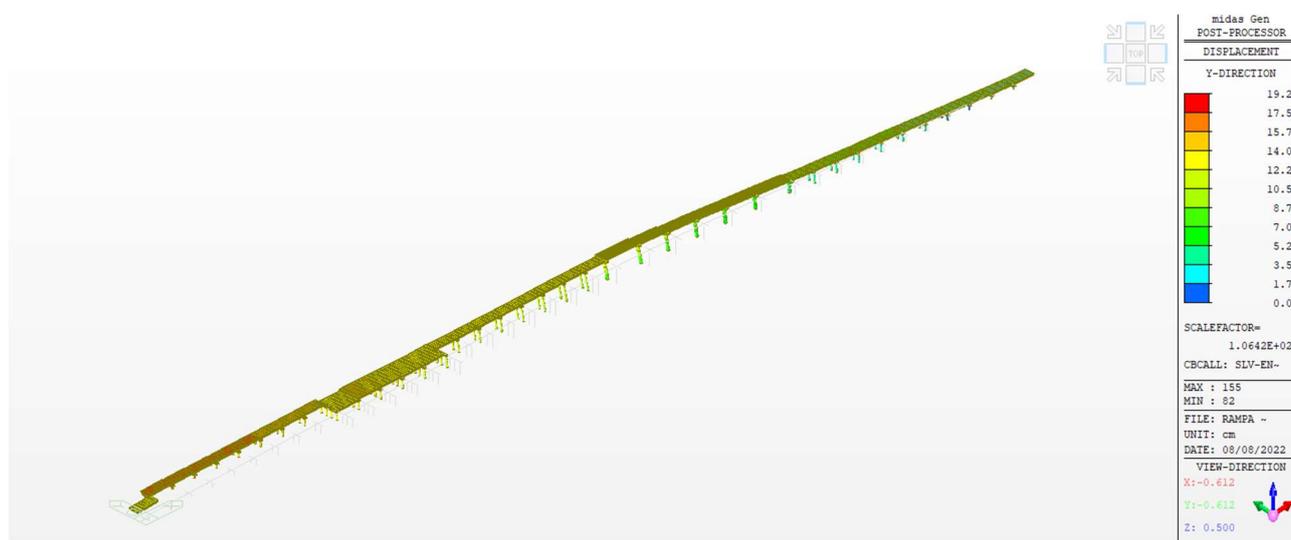


Figura 232 – Spostamenti massimi trasversali SLV + Set A EC8

Ai fini della verifica della perdita d'appoggio devono essere considerate due diverse condizioni di verifica:

1. Perdita di appoggio dal dispositivo: in una situazione di post-rottura del dispositivo d'appoggio (per deformazioni eccedenti, dunque, lo spessore del neoprene) la verifica di perdita di appoggio si esegue relativamente alla misura di lunghezza del dispositivo nella direzione di scorrimento;
2. Perdita di appoggio dal pulvino: nel momento in cui gli spostamenti eccedano il limite fissato pari alla dimensione del dispositivo la verifica dev'essere eseguita rispetto la distanza disponibile tra l'appoggio (o baggiolo) ed il limite del pulvino.

La verifica inerente gli appoggi viene effettuata come da NTC 2018 capitolo 7.2.2. Lo spostamento è valutato come:

$$\Delta = d_{Es} + d_{Eg}$$

Dove:

- d_{Es} è lo spostamento relativo tra le parti della struttura funzione degli spostamenti ottenuti nell'analisi dinamica lineare e moltiplicati per 1.25;

- d_{Eg} è lo spostamento di progetto calcolato in funzione delle proprietà del sito e della PGA, tuttavia tale aliquota si ritiene già inclusa nella valutazione degli effetti di variabilità spaziale del moto come riportato al 5.1.1 e 5.1.2.

Gli spostamenti utilizzati per il calcolo dello spostamento massimo sono dati dai differenziali massimi tra lo spostamento della testa della trave ed un punto di controllo in testa alla pila.

Nella tabella che segue si riportano quindi tali spostamenti e la verifica di perdita di appoggio di tipo 1 che, nello specifico è riferita alla semi-lunghezza del dispositivo in quanto il nodo di spostamento di verifica è modellato in asse al dispositivo d'appoggio. Nell'eventualità che la verifica 1 risulti soddisfatta sarà superfluo procedere con la 2.

VERIFICA PERDITA D'APPOGGIO					
				longitudinale (cm)	trasversale (cm)
Spostamento analisi dinamica lineare	dee=			4.04	4.12
Combinazione degli spostamenti	dee_comb=			5.77	
Fattore proporzionale a q	μ =			1.5	
Fattore di sicurezza				1.25	
Spostamenti relativi tra la struttura	$dEs=1.25 \text{ dee } \mu$			15.30	

Lo spostamento massimo calcolato risulta dunque pari a $d = 10.71\text{cm}$ in longitudinale e $d = 7.73\text{cm}$ in trasversale.

In riferimento a quanto sopra citato, entrambi gli spostamenti risultano inferiori alla semi-lunghezza del dispositivo d'appoggio nella direzione di scorrimento considerata e pari a $slim = 32/2 = 16\text{cm}$. La **verifica è dunque soddisfatta**.

Si calcola, in ogni caso, lo spostamento disponibile affinché sia verificata la perdita d'appoggio di tipo 2:

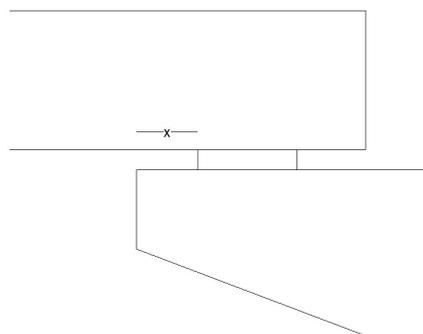


Figura 233 Distanza di verifica

La distanza massima di verifica vale:

$$x = 40.00 - 32/2 = 24\text{cm}$$

Dove 40cm è la distanza tra asse appoggio e fine pulvino e 32cm la larghezza dell'appoggio.

La somma degli spostamenti di calcolo è $<25\text{cm}$, la **verifica risulta soddisfatta**.

13 VERIFICA DEL GIUNTO

13.1 DILATAZIONI TERMICHE

Si esegue ora il calcolo del giunto necessario al fine di consentire la dilatazione termica degli impalcati. Il calcolo verrà eseguito secondo quanto riportato al 3.5 delle NTC18.

AZIONI DELLA TEMPERATURA			
Zone di appartenenza dell'opera			Zona 1
Altitudine sul livello del mare del sito		as=	10 m
Temperatura minima		Tmin=-15-4 as/1000=	-15.04 °C
Temperatura massima		Tmax=42-6 as/1000=	41.94 °C
Valore di temperatura ambiente		Tamb=	15 °C
Aumento positivo di temperatura uniforme		ΔT+=	26.94 °C
Diminuzione di temperatura uniforme		ΔT-=	30.04 °C

ESPANSIONE TERMICA IMPALCATO TIPO A			
Luca impalcato	l=	20 m	
Gradiente di temperatura	DT=	56.98 °	
coeff. di dilatazione termica	α=	0.000012 1/C°	
Espansione totale	DI=	13.6752 mm	
Esansione termica/giunto	DIs=	6.8376 mm	
ESPANSIONE TERMICA IMPALCATO TIPO B			
Luca impalcato	l=	31 m	
Gradiente di temperatura	DT=	56.98 °	
coeff. di dilatazione termica	α=	0.000012 1/C°	
Espansione totale	DI=	21.19656 mm	
Esansione termica/giunto	DIs=	10.59828 mm	

13.2 FRENAMENTO

Si calcola anche la forza di frenamento ed il conseguente spostamento necessario da garantire. Il calcolo viene eseguito ancora una volta per i due tipi di impalcato A e B essendo quello avente il minor numero di appoggi e quello di luce maggiore.

FORZA DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE - IMP TIPO A			
Carico vertical tandem sulla corsia 1	Q1k=	300 kN	
Carico verticale totale agente sulla corsia 1	q1k=	9 kN/mq	
Larghezza della corsia convezionale	w1=	3 m	
Lunghezza della zona caricata	L=	20 m	
Forza di frenamento/accelerazione	q3=	414 kN	
Forza per unità di lunghezza	q3=	20.70 kN/m	
Rigidità appoggio	K=	2.93 kN/mm	
Numero di appoggi tot impalcato	n=	10.00	
Spostamento appoggi	dfren=	14.13 mm	

FORZA DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE - IMP TIPO B			
Carico vertical tandem sulla corsia 1		Q1k=	300 kN
Carico verticale totale agente sulla corsia 1		q1k=	9 kN/mq
Larghezza della corsia convezionale		w1=	3 m
Lunghezza della zona caricata		L=	31 m
Forza di frenamento/accelerazione		q3=	443.7 kN
Forza per unità di lunghezza		q3=	14.31 kN/m
Rigidità appoggio		K=	2.93 kN/mm
Numero di appoggi tot impalcato		n=	24.00
Spostamento appoggi		dfren=	6.31 mm

FORZA DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE - IMP TIPO E			
Carico vertical tandem sulla corsia 1		Q1k=	300 kN
Carico verticale totale agente sulla corsia 1		q1k=	9 kN/mq
Larghezza della corsia convezionale		w1=	3 m
Lunghezza della zona caricata		L=	24 m
Forza di frenamento/accelerazione		q3=	424.8 kN
Forza per unità di lunghezza		q3=	17.70 kN/m
Rigidità appoggio		K=	2.93 kN/mm
Numero di appoggi tot impalcato		n=	14.00
Spostamento appoggi		dfren=	10.36 mm

Si considera la non contemporaneità delle azioni di frenamento su due impalcati contigui (l'azione di frenatura viene considerata agente solo su un semigiunto e non viene considerata la possibilità di frenamento in senso opposto; tale assunzione è avvalorata anche dal fatto che l'impalcato analizzato è ad unico senso di marcia).

13.3 DIMENSIONI DEL GIUNTO

Considerando dunque gli spostamenti totale per l'impalcato di tipo A opportunamente combinati in combinazione SLE con un fattore 1 per il frenamento e $1 \cdot 0.6$ per la termica si ottiene:

- SLU: $\Delta_s = 14.13 \cdot 1.35 + 6.83 \cdot 1.35 \cdot 0.6 \cdot 2 = 30.14 \text{ mm}$
- SLE: $\Delta_s = 14.13 + 6.83 \cdot 0.6 \cdot 2 = 22.34 \text{ mm}$

Considerando le azioni sopra citate in contro-fase, si ricava che il giunto deve poter accomodare spostamenti pari a $\pm 23 \text{ mm}$.

Considerata la massima espansione da garantire al giunto si rende possibile l'installazione di giunti di sotto-pavimentazione.

Gli impalcati *tipo B* su pile a fusto unico presentano invece doppio giunto. Il valore di spostamento sarà dunque pari a:

- SLU: $\Delta_s = 6.31 \cdot 1.35 + 10.59 \cdot 1.35 \cdot 0.6 = 17.09 \text{ mm}$
- SLE: $\Delta_s = 6.31 + 10.59 \cdot 0.6 = 12.66 \text{ mm}$

Gli impalcati di *tipo E* richiedono invece i seguenti valori di spostamento:

- SLU: $\Delta_s = 10.36 \cdot 1.35 + 8.20 \cdot 1.35 \cdot 0.6 = 20.63 \text{ mm}$
- SLE: $\Delta_s = 10.36 + 8.20 \cdot 0.6 = 15.28 \text{ mm}$

Si riassume in forma tabellare, per lo Stato Limite ultimo SLU, il valore del varco, del giunto da installare e del gap da considerare per avere il corretto funzionamento del ritegno sismico.

Impalcato	Varco giunto (mm)	Giunto	Gap ritegno long (mm)
Tipo A - giunto singolo	65 (70)	± 32 (± 35)	30
Tipo B- giunto doppio	40	± 20	18
Tipo C- giunto doppio	40	± 20	18
Tipo D- giunto doppio	40	± 20	18
Tipo E- giunto doppio	50	± 25	22
Tipo F- giunto singolo	40	± 20	18

I giunti previsti sono dunque, del tipo:

Impalcato	Giunto tipo (o equivalente)	Varco (mm)
Tipo A - giunto singolo	TEC Group – serie PS	45-85
Tipo B- giunto doppio	TEC Group – serie GS	20-50
Tipo C- giunto doppio	TEC Group – serie GS	20-50
Tipo D- giunto doppio	TEC Group – serie GS	20-50
Tipo E- giunto doppio	TEC Group – serie AS	20-50
Tipo F- giunto singolo	TEC Group – serie GS	20-50

14 INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO

14.1 PREMESSA

Al fine di garantire un corretto funzionamento dei giunti si rende necessario evitare che possano insorgere fenomeni di martellamento tra gli impalcati. Tra gli interventi possibili, si è valutata l'installazione di ritegni sismici in carpenteria/C.A., l'uso di dispositivi tipo shock-transmitter e la solidarizzazione di impalcati attraverso catena cinematica. La realizzazione di quest'ultima è stata esclusa poiché le forze sismiche da trasmettere alle sottostrutture aumenterebbero del triplo o del quadruplo a seconda che vengano solidarizzati 3 o 4 impalcati; in aggiunta, non prevedendo la sostituzione dei dispositivi di appoggio si potrebbe instaurare un comportamento misto nel quale le pile degli impalcati solidarizzati non risultano comunque scariche. È stata esclusa anche la possibilità di installare dispositivi di ritegno tipo shock transmitter in quanto intervento eccessivamente invasivo ed oneroso economicamente. La soluzione individuata consiste nell'installazione di ritegni sismici in carpenteria metallica e cls capaci non solo di evitare spostamenti eccessivi degli impalcati e fenomeni di martellamento, ma anche l'eventuale perdita d'appoggio degli stessi.

In generale, la progettazione dei dispositivi di ritegno sismico segue i seguenti punti:

- L'installazione dei ritegni sismici viene eseguita in modo tale da consentire le dilatazioni termiche e gli spostamenti per frenamento;
- Il punto precedente prevede dunque che per un determinato gap di spostamento, le forze vengano trasmesse alla sottostruttura attraverso i dispositivi d'appoggio in neoprene;
- Colmato il gap, le forze sismiche vengono trasferite alla pila attraverso il ritegno sismico che è dunque dimensionato per il massimo taglio agente in testa alla pila.

Al punto §7.9.5.3.3 delle NTC18 si stabilisce che *“in mancanza di verifica analitica in campo dinamico dell'interazione impalcato-pila o spalla e delle sollecitazioni indotte nei dispositivi, questi ultimi possono venire dimensionati per resistere ad una forza pari ad $\alpha \cdot Q$, in cui $\alpha = 1.5 \cdot S \cdot a_g / g$ è l'accelerazione normalizzata di progetto valutata allo SLC, S , a_g e g sono definiti al §3.2.3.2.1 e Q è il peso della parte di impalcato collegato ad una pila od alle spalle, oppure, ne caso di due parti di impalcato collegate tra loro, il minore dei pesi di ciascuna delle due parti.”*

14.2 INTERVENTO DI RINFORZO A TAGLIO PILE

14.2.1 RISTAFFATURA PILE A FUSTO DOPPIO

Per le pile a fusto doppio, che non risultano verificate nei confronti del taglio, si prevede una ristaffatura delle pile.

Per tutte le pile a doppio fusto si prevede l'integrazione dell'armatura a taglio con aggiuntive nuove staffe $\phi 14 \setminus 15\text{cm}$. Nel complesso si prevede dunque:

1. Scarifica dei fusti esistenti fino a scoprire completamente l'armatura presente;
2. Passivazione dei ferri esposti;
3. Integrazione della nuova armatura trasversale opportunamente connessa tramite inghisaggi al fusto esistente;
4. Rifinitura del fusto completando il ringrosso di 10cm per un diametro finale pari a 1.40m.

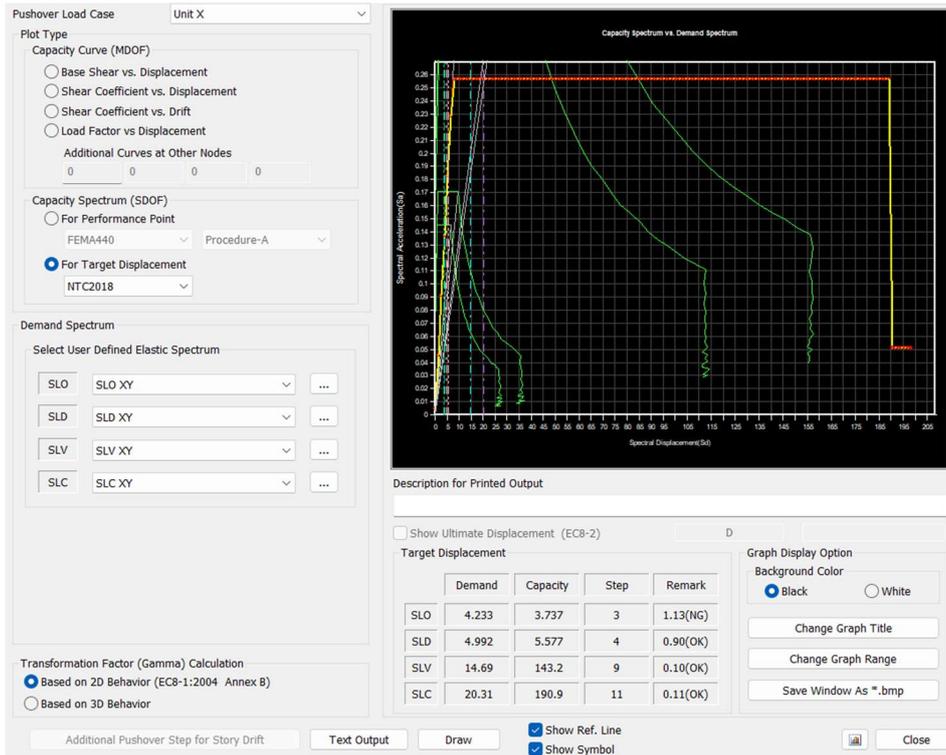


Figura 234 Pila 6 - Curva di capacità longitudinale SDP

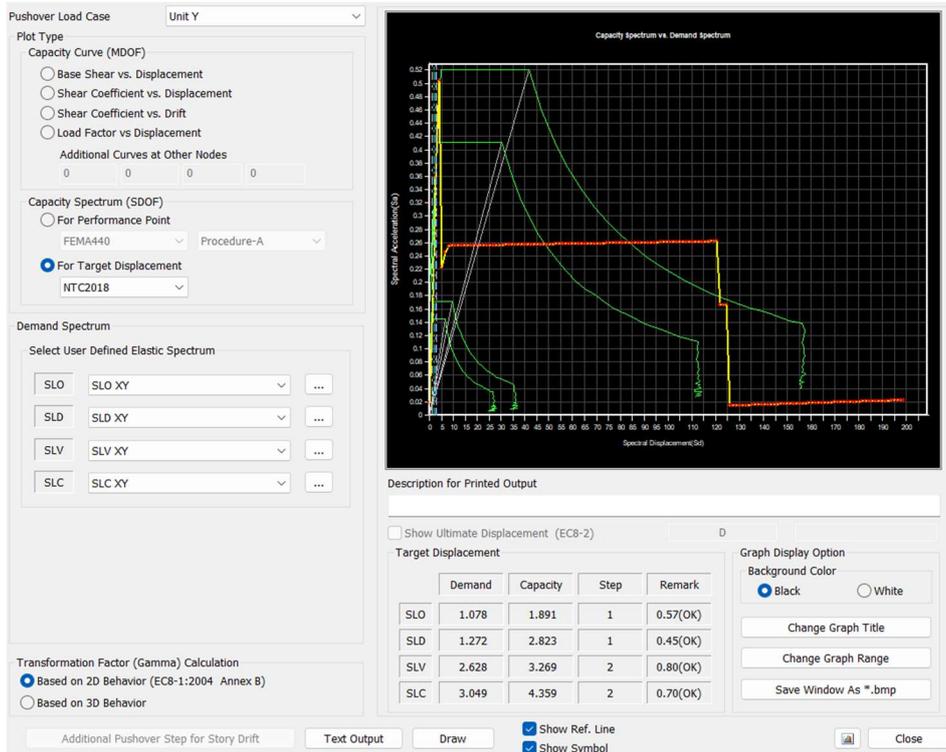


Figura 235 Pila 6 - Curva di capacità trasversale SDP

Relazione di adeguamento strutturale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 9), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit X	0.0019	0.0280	OK	0.0000	0.0280	OK	4.5454	582.5080	OK	334.9740	582.5080	OK
143	I-end	Primary	Unit X	0.0019	0.0280	OK	-0.0000	0.0280	OK	4.5454	582.5080	OK	334.9740	582.5080	OK

Figura 236 Verifica di sicurezza in direzione longitudinale - SLV

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 2), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
142	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0220	OK	-0.0004	0.0220	OK	432.0700	582.5080	OK	0.0000	582.5080	OK
142	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0221	OK	0.0001	0.0221	OK	432.0700	566.9000	OK	0.0000	566.9000	OK
143	I-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0220	OK	-0.0004	0.0220	OK	506.6960	582.5080	OK	0.0000	582.5080	OK
143	J-end	Primary	Unit Y	0.0000	0.0221	OK	0.0002	0.0221	OK	506.6960	566.9000	OK	0.0000	566.9000	OK

Figura 237 Verifica di sicurezza in direzione trasversale - SLV

Le verifiche sono dunque soddisfatte.

Al fine di rendere collaborante il ringrosso ed il fusto esistente è necessario prevedere appositi inghisaggi.

Si consideri:

- Baricentro intero fusto: $y_G = 12.5 \text{ cm}$;
- Baricentro ringrosso: $y_G = 7.5 \text{ cm}$;
- Larghezza fascia di fusto: $l = 100 \text{ cm}$;
-

Si calcola quindi la distanza tra i due baricentri che risulta pari a:

$$\Delta d = 5 \text{ cm}$$

Il momento statico ed il momento d'inerzia baricentrico valgono, rispettivamente:

- $S = 2R^2t = 2 \cdot 70^2 \cdot 5 = 49000 \text{ cm}^3$
- $I = \pi R^3t = 2.69 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$

Infine, con la formula di Jouraswky si calcola la tensione di scorrimento:

$$\tau_{Ed} = V \cdot \frac{S}{I} = 582 \cdot \frac{49000}{2.69 \cdot 10^7} = 1.05 \text{ kN/cm}$$

Predisponendo 2 connettori in direzione verticale (altezza 1m) con un interasse pari a circa 50cm si ottiene una forza totale di scorrimento pari a:

$$F = 1.05 \cdot 50 = 52.93 \text{ kN}$$

Si calcolano dunque i due valori di resistenza lato connettore e lato calcestruzzo. Il valore di progetto sarà dunque il minimo tra i due secondo quanto definito al §6.3.2.1 della UNI EN 1994-1.1.

Adottando connettori $\phi 12$ si ottiene una resistenza lato connettore:

$$P_{Rd} = 0.8 \cdot \frac{f_u \pi d^2}{\gamma_v \cdot 4} = 10.37 \text{ kN}$$

Dove:

- $f_u \leq 500 \text{ MPa}$ è la resistenza ultima a trazione del connettore;
- $\gamma_v = 1.25$;
- $d = 12 \text{ mm}$ è il diametro dell'inghisaggio

Lato calcestruzzo si calcola invece una resistenza ad estrazione pari a:

$$P_{Rd} = 0.29 \frac{\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} = 36.49 \text{ kN}$$

Dove:

- $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$;
- $E_{cm} = 34077 \text{ MPa}$ modulo elastico per cls C35/45;
- $d = 12 \text{ mm}$ diametro del singolo piolo;
- $\alpha = 1$

Poiché la resistenza ultima è quella lato inghisaggio si rende necessario disporre 6 inghisaggio $\phi 12$ classe 8.8 ogni 50cm lungo il fusto della pila.

14.2.2 RINGROSSO PILA 17

Per la pila 17, su Corso del popolo si prevede l'integrazione dell'armatura trasversale a taglio nella misura di staffe accoppiate $\phi 14 \setminus 15 \text{ cm}$

Nel complesso si prevede dunque:

1. Scarifica dei fusti esistenti fino a scoprire completamente l'armatura presente;
2. Passivazione dei ferri esposti;
3. Integrazione della nuova armatura trasversale opportunamente connessa tramite inghisaggi al fusto esistente;
4. Rifinitura del fusto completando il ringrosso di 10cm per un diametro finale pari a 2.40m.

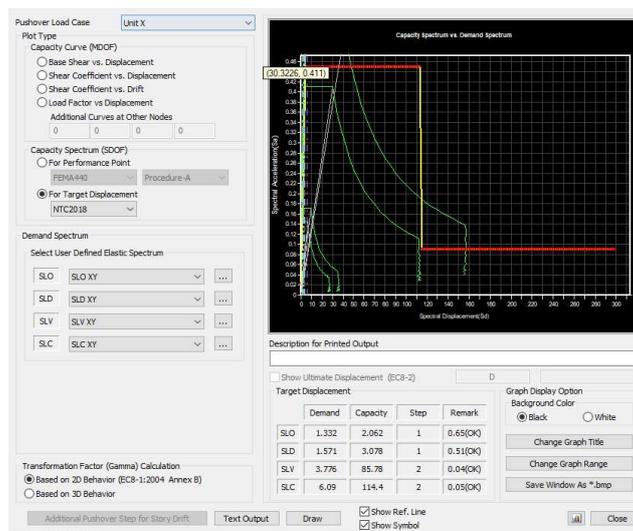


Figura 238 Curva di capacità

Relazione di adeguamento strutturale

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SLV (Step 2), Confidence factor = 1.00															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
518	l-end	Primary	Unit X	0.0006	0.0214	OK	0.0000	0.0214	OK	0.0000	2429.4000	OK	2234.0000	2429.4000	OK

Figura 239 Verifica di sicurezza

Al fine di rendere collaborante il ringrosso ed il fusto esistente è necessario prevedere appositi inghisaggi. Si consideri:

- Baricentro intero fusto: $y_G = 21 \text{ cm}$;
- Baricentro ringrosso: $y_G = 7.5 \text{ cm}$;
- Larghezza fascia di fusto: $l = 100 \text{ cm}$;

Si calcola quindi la distanza tra i due baricentri che risulta pari a:

$$\Delta d = 13.5 \text{ cm}$$

Il momento statico ed il momento d'inerzia baricentrico valgono, rispettivamente:

- $S = 2R^2t = 2 \cdot 110^2 \cdot 13.5 = 326700 \text{ cm}^3$
- $I = \pi R^3t = 1.76 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$

Infine, con la formula di Jouraswky si calcola la tensione di scorrimento:

$$\tau_{Ed} = V \cdot \frac{S}{I} = 2305 \cdot \frac{326700}{2.15 \cdot 10^8} = 3.50 \text{ kN/cm}$$

Predisponendo 2 connettori in direzione verticale (altezza 1m) con un interasse pari a circa 50cm si ottiene una forza totale di scorrimento pari a:

$$F = 3.50 \cdot 50 = 175.12 \text{ kN}$$

Si calcolano dunque i due valori di resistenza lato connettore e lato calcestruzzo. Il valore di progetto sarà dunque il minimo tra i due secondo quanto definito al §6.3.2.1 della UNI EN 1994-1.1.

Adottando connettori $\phi 16$ si ottiene una resistenza lato connettore:

$$P_{Rd} = 0.8 \cdot \frac{f_u \pi d^2}{\gamma_v \cdot 4} = 57.90 \text{ kN}$$

Dove:

- $f_u \leq 500 \text{ MPa}$ è la resistenza ultima a trazione del connettore;
- $\gamma_v = 1.25$;
- $d = 18 \text{ mm}$ è il diametro dell'inghisaggio

Si rende necessario disporre 4 inghisaggio $\phi 16$ classe 8.8 ogni 50cm lungo il fusto della pila.

14.3 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Si riportano le sollecitazioni di taglio agenti in testa alla pila per lo stato limite considerato.

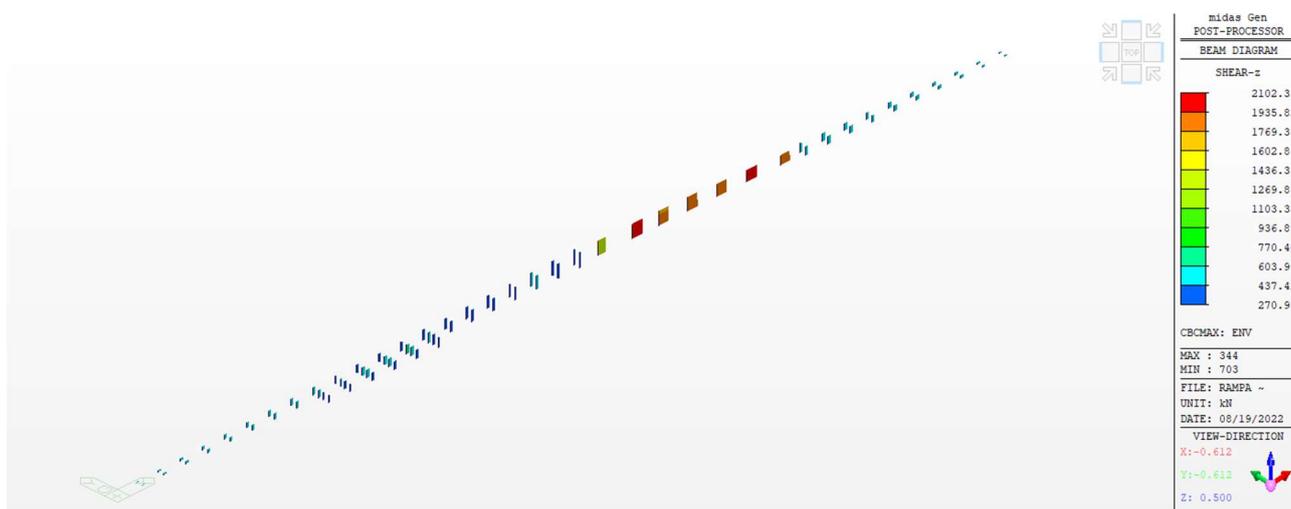


Figura 240 Involuppo di taglio - SLC direzione longitudinale

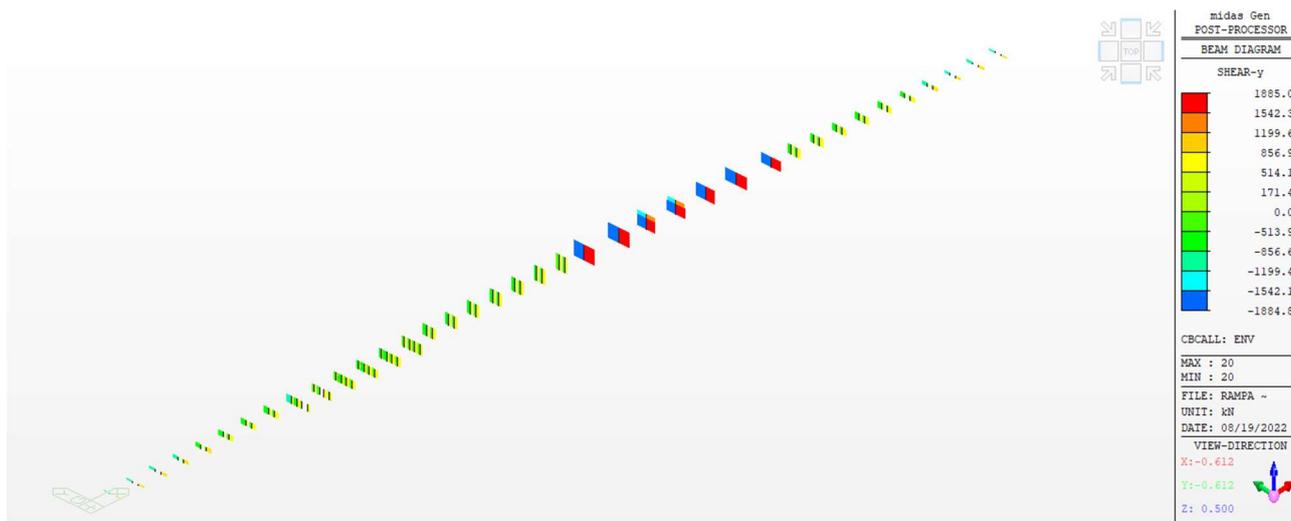


Figura 241 Involuppo di taglio - SLC direzione trasversale



Figura 242 Pile a 4 fusti - longitudinale

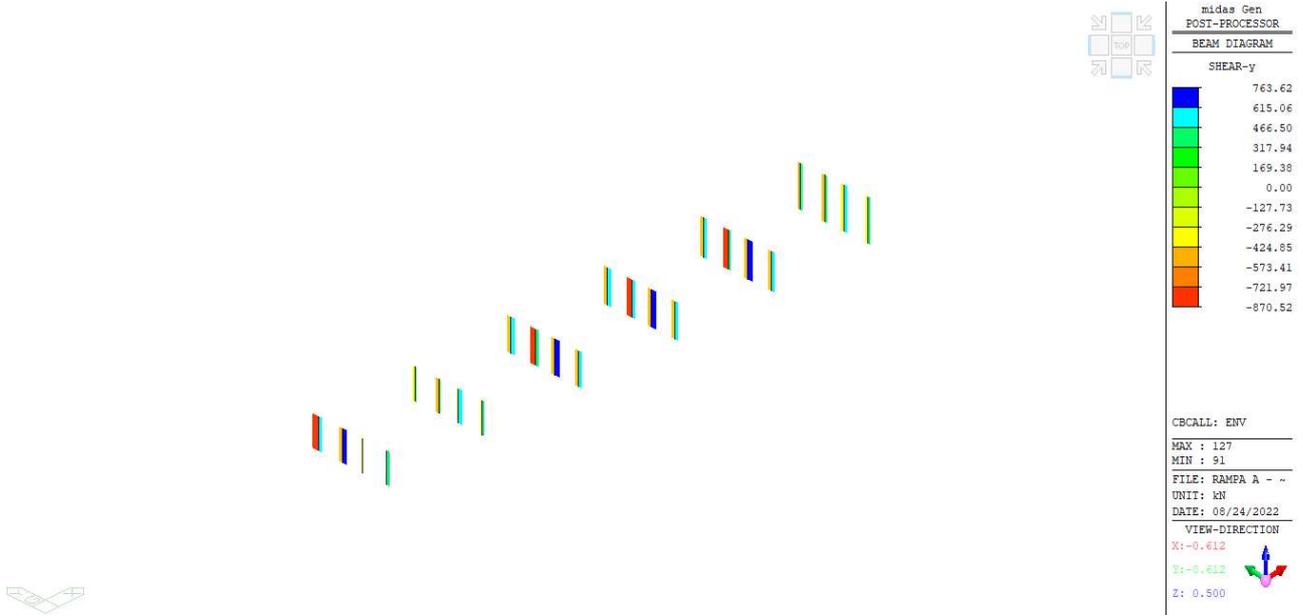


Figura 243 Pile a 4 fusti – trasversale

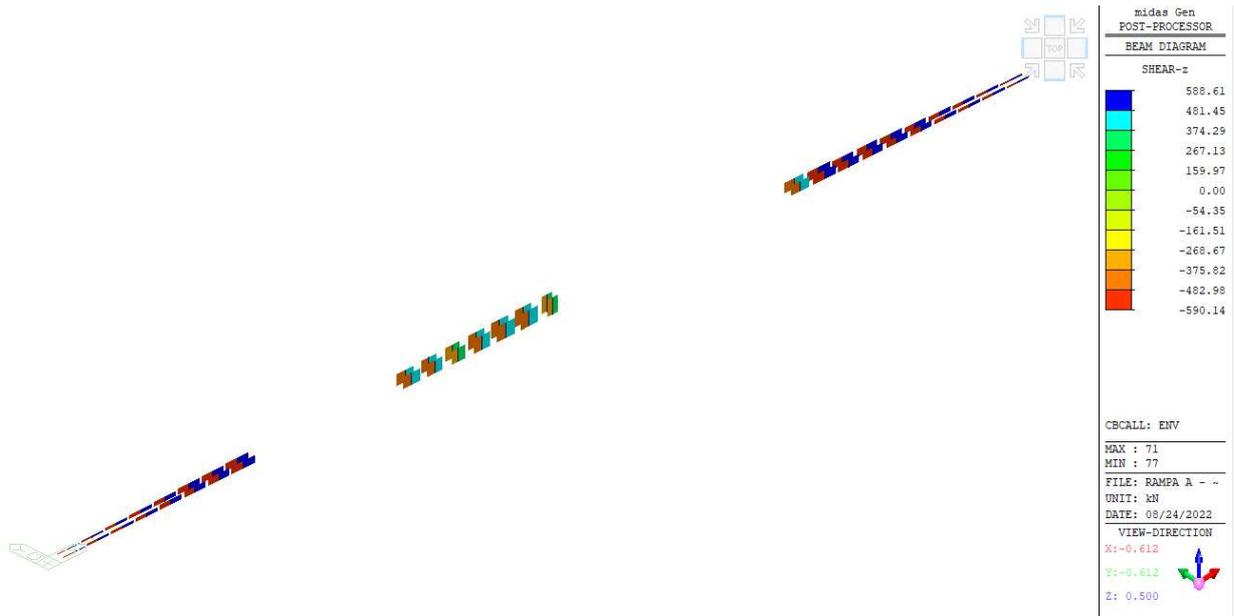


Figura 244 Pile a due fusti – longitudinale

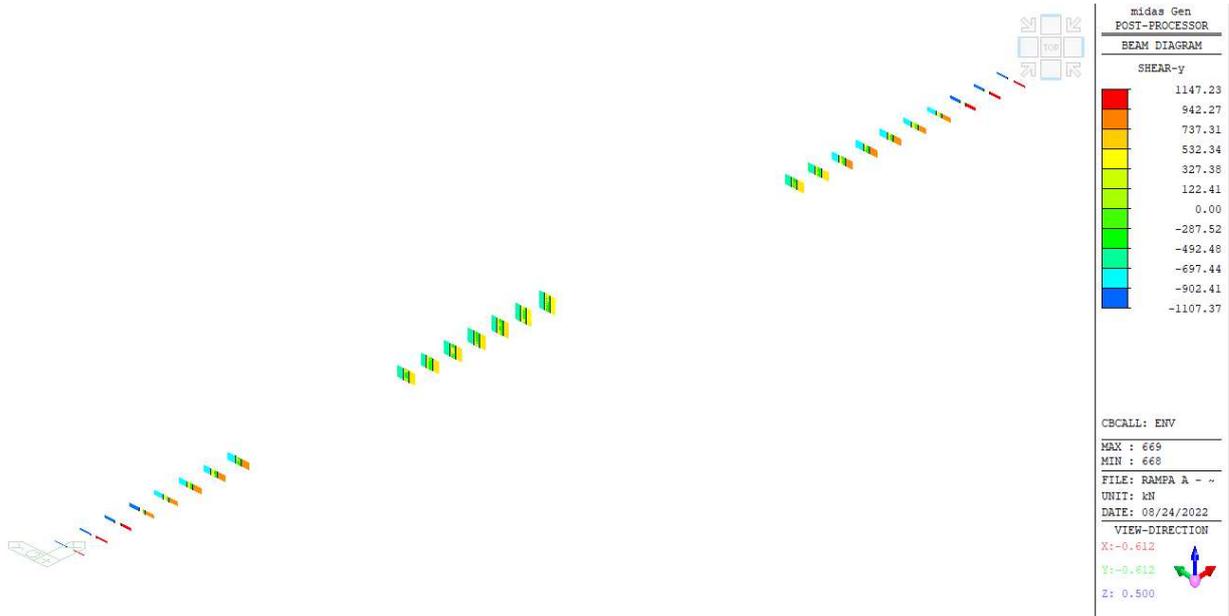


Figura 245 Pile a due fusti - trasversale

Dalla modellazione fen risulta dunque, per il singolo fusto:

	Flong (kN)	Ftrasv (kN)
Pile a fusto multiplo	600	1150
Pile a fusto singolo	2100	1900

Ipotizzando di seguire l'approccio indicato dalle NTC, il valore di forza di taglio vale:

Relazione di adeguamento strutturale

Tipo di impalcato considerato A			
Peso G1	Qg1=	615	kN
Peso G2	Qg2=	230	kN
Aliquota di traffico	Qqk=	274	kN
Totale		1119	kN
PGA - slc	ag=	0.134	
Parametro dipendente	S=	1.49	
Forza di progetto	F=	335.1293	kN

Tipo di impalcato considerato B			
Peso G1	Qg1=	1910	kN
Peso G2	Qg2=	396	kN
Aliquota di traffico	Qqk=	364	kN
Totale		2670	kN
PGA - slc	ag=	0.134	
Parametro dipendente	S=	1.49	
Forza di progetto	F=	799.6383	kN

Tipo di impalcato considerato C			
Peso G1	Qg1=	1433.7	kN
Peso G2	Qg2=	342	kN
Aliquota di traffico	Qqk=	307	kN
Totale		2082.7	kN
PGA - slc	ag=	0.134	
Parametro dipendente	S=	1.49	
Forza di progetto	F=	623.7478	kN

Tipo di impalcato considerato D			
Peso G1	Qg1=	1288	kN
Peso G2	Qg2=	327	kN
Aliquota di traffico	Qqk=	304	kN
Totale		1919	kN
PGA - slc	ag=	0.134	
Parametro dipendente	S=	1.49	
Forza di progetto	F=	574.7213	kN

Tipo di impalcato considerato E			
Peso G1	Qg1=	1125	kN
Peso G2	Qg2=	301	kN
Aliquota di traffico	Qqk=	297	kN
Totale		1723	kN
PGA - slc	ag=	0.134	
Parametro dipendente	S=	1.49	
Forza di progetto	F=	516.0213	kN

Tipo di impalcato considerato F			
Peso G1	Qg1=	1961	kN
Peso G2	Qg2=	498	kN
Aliquota di traffico	Qqk=	362	kN
Totale		2821	kN
PGA - slc	ag=	0.134	
Parametro dipendente	S=	1.49	
Forza di progetto	F=	844.8613	kN

Si individuano dunque due classi di ritegni:

- Ritegni Tipo 1: impalcati di tipo A dimensionati per una forza/fusto pari a:
 $F_{long} = 600 \text{ kN}$, $F_{trasv} = 1150 \text{ kN}$
- Ritegni Tipo 2: impalcati tipo B,C,D,E dimensionati per una forza pari a:
 $F_{long} = 2100 \text{ kN}$, $F_{trasv} = 1900 \text{ kN}$

14.4 RESISTENZA A TAGLIO DEL TRAVERSO

I traversi hanno uno spessore pari a 20cm ed un'altezza di 140cm e sono armati longitudinalmente con 2 ϕ 20 superiori e 3 ϕ 26 inferiori.

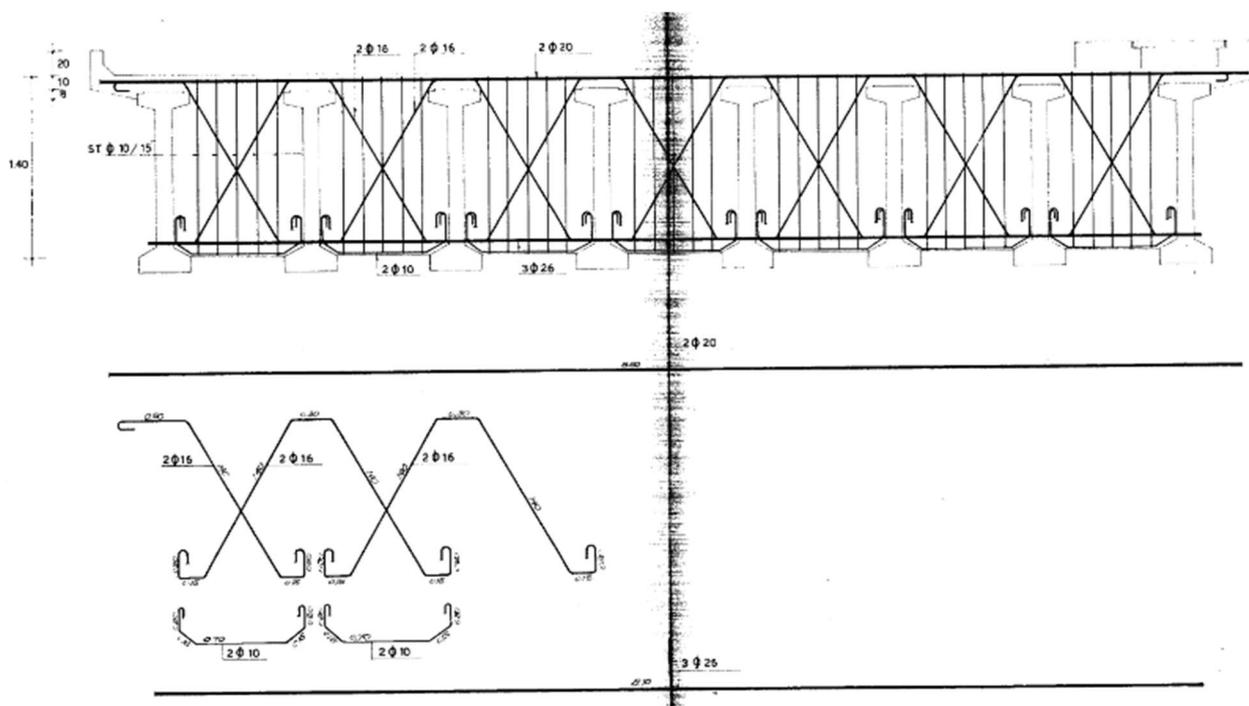


Figura 246 Armatura dei traversi

Il calcolo della resistenza a taglio del traverso è eseguito secondo quanto riportato dalle LLGG2020 al §6.5.3:

$$V_{Rd} = 0.3 \frac{\sqrt{f_{ck}} b_w d}{\gamma_c (1 + 0.0022d)}$$

Considerando dunque:

- $f_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica del cls sulla base delle indagini eseguite e delle specifiche di progetto indicate nella relazione dell'epoca;
- $d = 180 \text{ mm}$ altezza utile della sezione;
- $b_w = 1400 \text{ mm}$ fascia di 1m di soletta;
- $\gamma_c = 1.5$ fattore di sicurezza per il cls;

Si ottiene una resistenza pari a $V_{Rd} = 220.64 \text{ kN}$.

14.4.1 INTERVENTO DI RINGROSSO TRAVERSO

Al fine di trasmettere correttamente i tagli sismici è necessario ringrossare il traverso di uno spessore pari a $sp = 15 \text{ cm}$ arrivando ad uno spessore totale di 35 cm e disporre delle barre piegate tipo staffe $\phi 12 \setminus 10 \text{ cm}$.

RIEPILOGO RISULTATI			
larghezza anima	$b_w =$		1400 mm
altezza anima	$h_w =$		350 mm
Armature a taglio			
Diametro staffe	ϕ_{st}		12 mm
passo staffe	s		100 mm
numero braccia			2
Taglio sollecitante	$V_{sd} =$		879.57 kN
Taglio resistente sezione non rinforzata	$VR_{d,0} =$		517.79 kN

Relazione di adeguamento strutturale

Elementi con armature a taglio (NTC § 4.1.2.1.3.2)				
Resistenza a taglio		VRd,0 =		517.787723 kN
Diametro staffe		ϕ_{st}		12 mm
passo staffe		s		100 mm
numero braccia				2
area acciaio		Asw		226.194671 mm ²
Resistenza a Taglio-Trazione	VRsd=0,9 d Asw/s	$f_{yd} (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$		517.787723 kN
Resistenza a Taglio-Compressione	VRcd=0,9*d*bw*ac*fcd*(cotga+cotgq)/(1+cotg^2)			1753.33311 kN
inclinazione staffe rispetto asse membratura		$\alpha =$		90 °
		$f_{cd}=0,5*f_{cd} =$		12.9341667 MPa
		$\sigma_{cp}=N_{ed}/A_c$		0.00 MPa
		$\sigma_{cp}/f_{cd} =$		0
		$\alpha_c =$		1
		L/H =		45.1428571
inclinazione puntoni di cls compressi (pr Vr _{sd} = Vr _{cd})		$\theta =$		1.48453352 °
		$\cot\theta =$		4.95 deve risultare
Inclinazione puntone compresso variabile	si	$\cot\theta$ assunto =		2.5

La resistenza finale del traverso è dunque di 517 kN.

14.4.2 CALCOLO DEGLI INGHISAGGI

Si consideri:

- Baricentro intero traverso: $y_G = 17.5 \text{ cm}$;
- Baricentro ringrosso (getto integrativo su 2cm di scarifica): $y_G = 8.5 \text{ cm}$;
- Larghezza fascia di traverso: $l = 100 \text{ cm}$;

Si calcola quindi la distanza tra i due baricentri che risulta pari a:

$$\Delta d = 9 \text{ cm}$$

Il momento statico ed il momento d'inerzia baricentrico valgono, rispettivamente:

- $S = A \cdot d = 17 \cdot 140 \cdot 9 = 21420 \text{ cm}^3$
- $I = \frac{bh^3}{12} = 140 \cdot \frac{35^3}{12} = 500208 \text{ cm}^4$

Infine, con la formula di Jouraswky si calcola la tensione di scorrimento:

$$\tau_{Ed} = V \cdot \frac{S}{I} = 456 \cdot \frac{21420}{500208} = 19.52 \text{ kN/cm}$$

Predisponendo 5 connettori in direzione verticale con un interasse pari a circa 30cm si ottiene una forza totale di scorrimento pari a:

$$F = 19.52 \cdot 20 = 390 \text{ kN}$$

Tale valore di taglio è assorbito dall'armatura integrativa $\phi 16/4$ bracci.

Ai ferri integrativi si aggiungono gli inghisaggi a garantire l'incastro tra traverso e soletta e traverso e travi.

Si calcolano dunque i due valori di resistenza lato connettore e lato calcestruzzo. Il valore di progetto sarà dunque il minimo tra i due secondo quanto definito al §6.3.2.1 della UNI EN 1994-1.1.

Adottando connettori $\phi 18$ si ottiene una resistenza lato connettore:

$$P_{Rd} = 0.8 \cdot \frac{f_u \pi d^2}{\gamma_v \cdot 4} = 73.29 \text{ kN}$$

Dove:

- $f_u \leq 500 \text{ MPa}$ è la resistenza ultima a trazione del connettore;
- $\gamma_v = 1.25$

Lato calcestruzzo si calcola invece una resistenza ad estrazione pari a:

$$P_{Rd} = 0.29 \frac{\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} = 82.09 \text{ kN}$$

Dove:

- $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$;
- $E_{cm} = 34077 \text{ MPa}$ modulo elastico per cls C35/45;
- $d = 18 \text{ mm}$ diametro del singolo piolo;
- $\alpha = 1$

Poiché la resistenza ultima è quella lato inghisaggio si rende necessario disporre un inghisaggio $\phi 18$ classe 8.8 ogni 25 cm sia lateralmente che superiormente.

14.4.3 ARMATURA LONGITUDINALE

Si assume un comportamento del traverso del tipo a trave, si dimensiona quindi l'armatura longitudinale necessaria ad assorbire il momento flettente $M_{Ed} = 78.75 \text{ kNm}$; tale momento agisce fuori piano, sono dunque necessarie barre longitudinali a connessione delle travi distribuite lungo l'altezza del traverso.

Viene prevista un'armatura longitudinale pari a $\phi 22$ per ogni lato del ringrosso.

The screenshot shows a software interface for structural calculation. It includes the following data:

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	35	1	3.80	2	2
2	140	35	2	0	35	2
3	140	0	3	3.8	70	2
4	0	0	4	0	105	2
			5	3.80	138	2

Materials:

Property	B450C	C35/45
ϵ_{su}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	3.5
E_s	200,000 N/mm²	19,833
E_s/E_c	15	0.8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	13.5
$\sigma_{s,adm}$	295 N/mm²	0.8
τ_{c1}		2,257

Calculation parameters:

- Moment: $M_{xRd} = 143.5 \text{ kNm}$
- Section type: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
- Method of calculation: Metodo n
- Section type: Retta
- Number of reinforcement bars: 100
- Section length: $L_0 = 0 \text{ cm}$
- Precompressed:

Figura 247 Calcolo del momento resistente

La verifica è quindi soddisfatta:

$$IS = M_{Rd}/M_{Ed} = 1.5$$

14.5 RINGROSSO PULVINO PILA 31

La pila 31 è della tipologia a doppio fusto, tuttavia, dal lato VE sostiene un impalcato di *tipo F* in comune con una pila *31bis* di collegamento tra la Rampa B in ascesa da Marghera ed il tratto a maggior larghezza della Rampa A.



Figura 248 Vista della pila 31 in affiancamento alla rampa B

Al fine di poter installare i dispositivi di ritegno sismico e conservare la continuità strutturale generata dall'impalcato si prevede dunque di ringrossare il pulvino della pila *31bis* e collegarlo rigidamente a quello della pila 31.

Gli elementi strutturali sono dimensionati secondo la teoria della trave, in particolare, di ruolo fondamentale è il dimensionamento dell'armatura trasversale per il trasferimento delle forze sismiche longitudinale dai ritegni ai fusti.



Figura 249 Diagramma di taglio

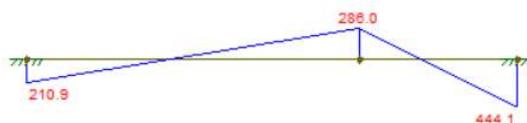


Figura 250 Diagramma di momento

Si dimensiona dunque l'armatura trasversale necessaria assumendo:

- Calcestruzzo classe C35/45;
- Staffe a 2 bracci $\phi 12$;
- Taglio di progetto maggiorato del coeff. di sicurezza pari a 1.5: $V_{Ed} = 453 \cdot 1.5 = 680 \text{ kN}$.

trasversali in CA assorbono un'aliquota di carico pari a 3450kN (come verrà calcolato nei paragrafi a seguire; questa forza dev'essere capace di viaggiare da un ritegno all'altro attraverso l'armatura lenta per potersi dividere e scaricare su ogni fusto. In conclusione, i due pulvini devono essere uniti e devono poter trasmettere una forza compressiva pari a 1725kN.

Disponendo quindi un numero di barre pari a $15\phi 26$ si ottiene uno sforzo sulle barre:

$$\sigma_s = \frac{1725000}{10 \cdot \pi \cdot 26^2 / 4} = 324 \text{ MPa} < f_{yd}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

14.5.1 CALCOLO DEGLI INGHISAGGI

Il calcolo degli inghisaggi prende in considerazione i due tagli sismici agenti che devono essere trasmessi attraverso l'elemento; le due forze saranno combinate al fine di trovarne la risultante agente. Si considera dunque:

- Forza longitudinale pari a $F_l = 900kN$;
- Forza trasversale $F_t = 1725kN$;

La forza risultante vale quindi:

$$F = \sqrt{(900^2 + 1725^2)} = 1945.67kN$$

A favore di sicurezza, si esegue il calcolo degli inghisaggi rispetto ad una fascia di ringrosso del fusto pari a 15cm. Si calcolano dunque:

- Baricentro del nuovo insieme fusto- pulvino $y_g = 15cm$;
- Baricentro del nuovo pulvino (considerando una fascia circolare) $y_g = 15cm$;
- Distanza tra i due baricentri $\Delta y_g = 7.5cm$.

Si calcola dunque il momento statico baricentrico totale:

$$S = 2R^2t = 2 \cdot 75^2 \cdot 7.5 = 84375 \text{ cm}^3$$

Ed il momento d'inerzia totale:

$$I = \pi R^3t = \pi \cdot 75^3 \cdot 30 = 3.97 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

Da cui si ricava:

$$\tau_{Ed} = V \cdot \frac{S}{I} = 4.14 \text{ kN/cm}$$

Considerando di predisporre due file di inghisaggi ad una distanza di circa 50cm si ottiene un taglio pari a

$$V_{Ed} = \tau_{Ed} \cdot 50cm = 206.75 \text{ kN}$$

Omettendo il calcolo della resistenza ultima di un inghisaggio $\phi 16$ (a cui si rimanda nei paragrafi sopra) si ricava una resistenza dell'ancorante pari a $P_{Rd} = 57.90kN$.

Si dispongono così due file da 10 inghisaggi $\phi 16$.

A completamente si realizzano anche inghisaggi a collegamento con il pulvino esistente attraverso una maglia 25x25.

14.6 CALCOLO DEI DISPOSITIVI DI RITEGNO

14.6.1 RITEGNI DI TIPO 1 – IMPALCATO TIPO A, F

Al fine di non prevedere un numero eccessivo di ritegni si assume di dividere la sollecitazione agente sul singolo fusto su due dispositivi di ritegno (ottenendo così un totale di 4 dispositivi per pila). A fine di sicurezza si prevede di moltiplicare la forza sismica agente per un fattore di sovra-resistenza pari a 1.5. Le sollecitazioni di verifica valgono dunque, sempre per il singolo fusto:

- Forza massima agente $F = 600 \cdot 1.5 = 900 \text{ kN}$;
- Braccio di leva preso, a favore di sicurezza, pari a $b = 1.00 \text{ m}$;
- Momento agente su singola carpenteria: $M_{Ed} = \frac{900}{2} \cdot 1 = 450 \text{ kNm}$

Si realizza dunque un profilo in acciaio specifico:

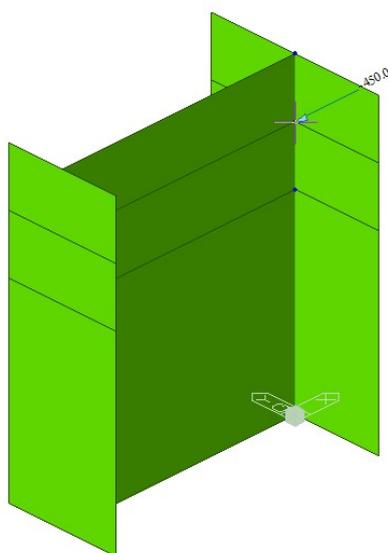
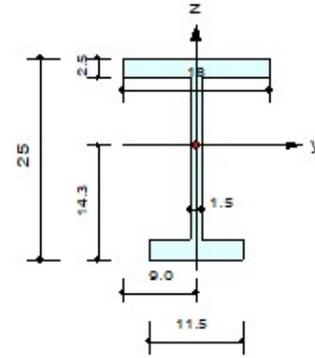


Figura 252 Modello beam semplificato

Si riporta quindi la verifica del ritegno per la forza considerata.

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, cm
Member No	2
Material	S355 (No:1) ($F_y = 35.5000$, $E_s = 21000.0$)
Section Name	PROFILO (No:1) (Built-up Section).
Member Length	: 6.00000



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 0.00000$ (LCB: 1, POS:1)
Bending Moments	$M_y = -2700.0$, $M_z = 0.00000$
End Moments	$M_{yi} = -2700.0$, $M_{yj} = 0.00000$ (for L_b) $M_{yi} = -2700.0$, $M_{yj} = 0.00000$ (for L_y) $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for L_z)
Shear Forces	$F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 1, POS:1/2) $F_{zz} = -450.00$ (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	25.0000	Web Thick	1.50000
Top F Width	18.0000	Top F Thick	2.50000
Bot.F Width	11.5000	Bot.F Thick	2.50000
Area	103.750	Asz	37.5000
C_{yb}	318.570	C_{zb}	28.5156
I_{yy}	10050.3	I_{zz}	1537.47
Y_{bar}	9.00000	Z_{bar}	14.2620
W_{ely}	704.686	W_{elz}	170.830
r_y	9.84226	r_z	3.84955

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 6.00000$, $L_z = 6.00000$, $L_b = 6.00000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 0.85$, $C_{mz} = 0.85$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$L/r = 5.2 < 300.0 \text{ (Membr:1, LCB: 1)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{tRd} = 0.00/3683.13 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 2700.0/33216.5 = 0.081 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0/10522.4 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R.MNRd, (R.byN + R.byM)] = 0.082 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.610 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Figura 253 Output di verifica del profilo

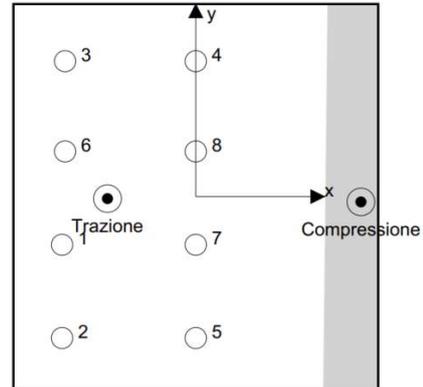
Le verifiche sono soddisfatte.

Infine si calcolano e verificano il numero di barre passanti da installare. Si calcolano prima le trazioni sulle singole barre per la specifica geometria e dunque si verificano le barre previste che risultano essere barre tipo M24 10.9.

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	121,519	0,000	0,000	0,000
2	121,043	0,000	0,000	0,000
3	121,057	0,000	0,000	0,000
4	60,879	0,000	0,000	0,000
5	59,465	0,000	0,000	0,000
6	120,596	0,000	0,000	0,000
7	59,942	0,000	0,000	0,000
8	60,418	0,000	0,000	0,000

**VERIFICA A TRAZIONE BULLONI**

Diametro del bullone		dn=	24 mm
Diametro del foro		d0=	25.5 mm
Classe bullone			10.9
Resistenza a snervamento			900 Mpa
Resistenza ultima a rottura			1000 Mpa
Area resistente		Ares=	353 mmq
Resistenza singolo bullone		Ft,Rd=k2 fub As/ YM2	254.16 kN
Numero di bulloni necessari		nb=	15.807365

Le trazioni risultano quindi inferiori al limite di resistenza a trazione della barra.

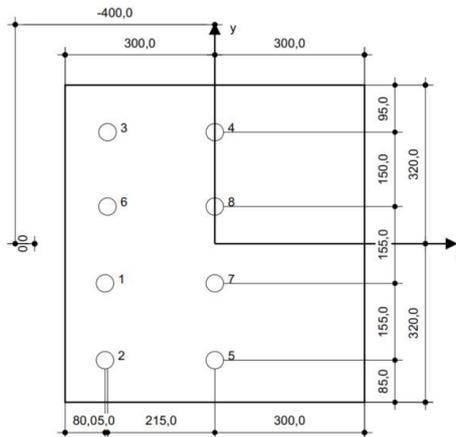


Figura 254 Dimensioni geometriche della piastra

14.6.1.1 VERIFICA DEGLI INGHISAGGI

Nel presente paragrafo si calcola la resistenza a rottura conica del cls per la trazione agente sul singolo ancorante. Il calcolo è eseguito secondo UNI EN 1994-4-2.

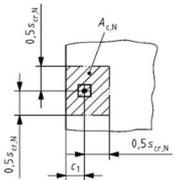
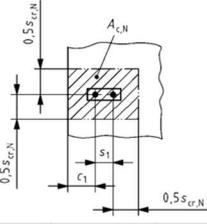
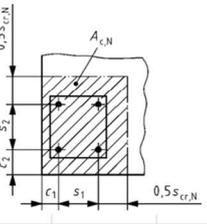
ROTTURA CONICA DEL CLS			
RESISTENZA CARATTERISTICA DEL SINGOLO ANCORANTE §6.2.5.1/2			
Resistenza cubica a compressione del cls		fck=	42.7 Mpa
Calcestruzzo fessurato?		sì	
Coefficiente per cls		kcr=	8.5
Profondità di infissione ancorante		hef=	600 mm
Resistenza caratteristica ancorante		NRk,c=	816318.7 N
			816.32 kN

EFFETTO DELLA SPAZIATURA E DEL BORDO

1. Ancorante isolato

Lato dell'area coinvolta		scr,N=	600 mm
Area di riferimento per il singolo ancorante		A0c,N=	360000 mmq
Distanza caratteristica per resistenza isolata		ccr,N=1.5hef	900 mm

2. Effetto di bordo

caso 1		Copriferro ancorante	c1=	100 mm
		Controllo	scr,N=	600 mm
		Area effettiva coinvolta	c1<ccr,N	OK
			Ac,N=(c1+0)	240000 mmq
caso 2		Copriferro ancorante	c1=	40 mm
		Distanza tra ancoranti successivi	s1=	140 mm
		Controllo	scr,N=	600 mm
		Controllo	s1<=scr,N	OK
		Controllo	c1<ccr,N	OK
		Area effettiva coinvolta	Ac,N=	288000 mmq
caso 3		Copriferro ancorante dir. X	c1=	40 mm
		Corpiferro ancorante dir. Y	c2=	40 mm
		Distanza tra ancoranti dir. Y	s1=	140 mm
		Distanza ancoranti dir. X	s2=	140 mm
		Controllo	scr,N=	600 mm
		Controllo	s1<=scr,N	OK
		Controllo	c1<ccr,N	OK
		Area effettiva coinvolta	Ac,N=	288000 mmq
Rapporto tra le aree	caso 1	Ac,N/A0c,N=		0.67
	caso 2	Ac,N/A0c,N=		0.8
	Caso 3	Ac,N/A0c,N=		0.8

Relazione di adeguamento strutturale

EFFETTO DISTURBO DAL BORDO §6.2.5.3			
Copriferro ancorante-bordo	c=		40 mm
	ccr,N=		900
Fattore pe ril disturbo	$\psi_{s,N}=0.7+0.3 c/ccr$		0.71 OK
EFFETTO SHELL SPALLING §6.2.5.4			
Spaziatura tra le barre	s=		1 mm
Spaziature barre $\phi < 10$	s=		150 mm
	$\psi_{re,N}=0.5+hef/200$		1
	$\psi_{re,N} =$		1
	$\psi_{re,N final} =$		1
EFFETTO ECCENTRICITA' DI CARICO §6.2.5.5			
Eccentricità di carico risultante	ec=		200 mm
	$\psi_{ec,N}=1/(1+2 eN/s$		0.6 OK
RESISTENZA CONICA FINALE			
Sollecitazione massima sull'ancorante	Ned=		142 kN
Sollecitazione resistente cono cls	N0,Rk,c=		232.92 kN
Indice di sicurezza	NRd/Ned=		1.64

Poiché non viene variata la lunghezza di ancoraggio dell'inghisaggio e, a favore di sicurezza, si assume il rapporto tra le aree minore tra i casi 1,2,3, tale valore di resistenza è di riferimento anche per tutte le altre piastre.

14.6.2 RITEGNO TRASVERSALE – IMPALCATO TIPO A

Al fine di salvaguardare l'integrità dei giunti, si predispone anche un sistema di ritegno trasversale. In questo caso si sceglie di realizzare dei ritegni in CA (tipo "orecchie") collegato al pulvino esistente attraverso un opportuno ringrosso. Il calcolo dell'elemento viene così eseguito secondo la teoria del modello *tirante-puntone* definito nella *UNI EN 1992-1-1 – Appendice J* secondo quanto stabilito anche dal §4.1.2.3.7 delle NTC18.

Si un modello tirante-puntone di tipo iperstatico come nella figura che segue.

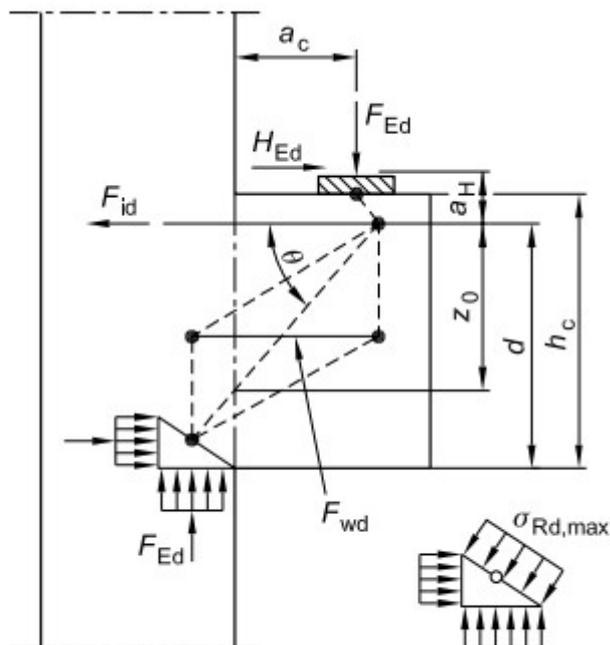


Figura 255 Modello tirante-puntone per mensole in CA

Nel calcolo si assume:

- Calcestruzzo C45/55;
- Classe ambientale XC4, XD1, XF2;
- Acciaio per armatura ordinaria B450C;
- Taglio sismico di progetto $V_{Ed} = 3450 \text{ kN}$.

A monte del calcolo dei tiranti e dei punti è necessario definire in dettaglio la geometria della mensola, dell'impronta di carico e del copriferro necessario.

Il calcolo del copriferro è definito al §4.4 della *UNI EN 1992-1-1* come segue:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 50 \text{ mm}$$

Dove:

- $c_{min} = \max(24; 40; 10\text{mm}) = 40 \text{ mm}$
- $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

Nel calcolo di c_{min} si è assunta una classe strutturale finale S5 secondo i *prospetti 4.3N e 4.4N* della *UNI EN 1992-1-1* di seguito riportati.

Relazione di adeguamento strutturale

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Dunque, si calcola l'eccentricità del carico corrispondente, nella pratica corrispondente all' media del martello della trave in c.a.p., punto di contatto per il trasferimento della forza di taglio trasversale e pari a:

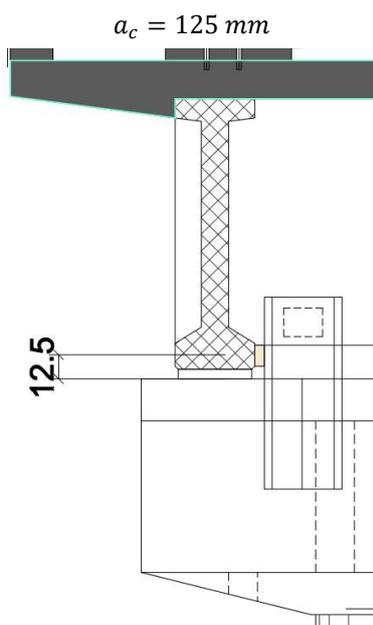


Figura 256 Eccentricità di carico considerata

Il modello assunto è di tipo iperstatico composto, dunque, da armatura longitudinale e staffe verticali ed orizzontali. Si riassumono le grandezze di calcolo principali:

- Tipo di mensola: $\frac{a}{z} = 0.47 < 0.5 \rightarrow$ mensola corta;
- Forza di trazione principale: $F_t = 1615 \text{ kN}$;
- Resistenza massima del puntone compresso secondo §6.2.3 UNI EN 1992-1-1: $V_{Rd} = 3765 \text{ kN}$;
- Area richiesta di armatura trasversale: $A_{sv,req} = 2204 \text{ mm}^2$;
- Area richiesta di armatura verticale: $A_{sh,req} = 2743 \text{ mm}^2$

Al fine di soddisfare le quantità richieste dalla verifica si prevede di realizzare una mensola avente le seguenti proprietà:

- Altezza mensola: $h = 35.00 \text{ cm}$;
- Larghezza della mensola: $b = 55.00 \text{ cm}$;
- Armatura del tirante principale: $A_s = 12 \phi 22$;
- Armatura delle staffe orizzontali: $A_{st,v} = 7 \phi 12 \setminus 4 \text{ bracci}$;
- Armatura delle staffe verticali: $A_{st,s} = 7 \phi 12 \setminus 4 \text{ bracci}$.

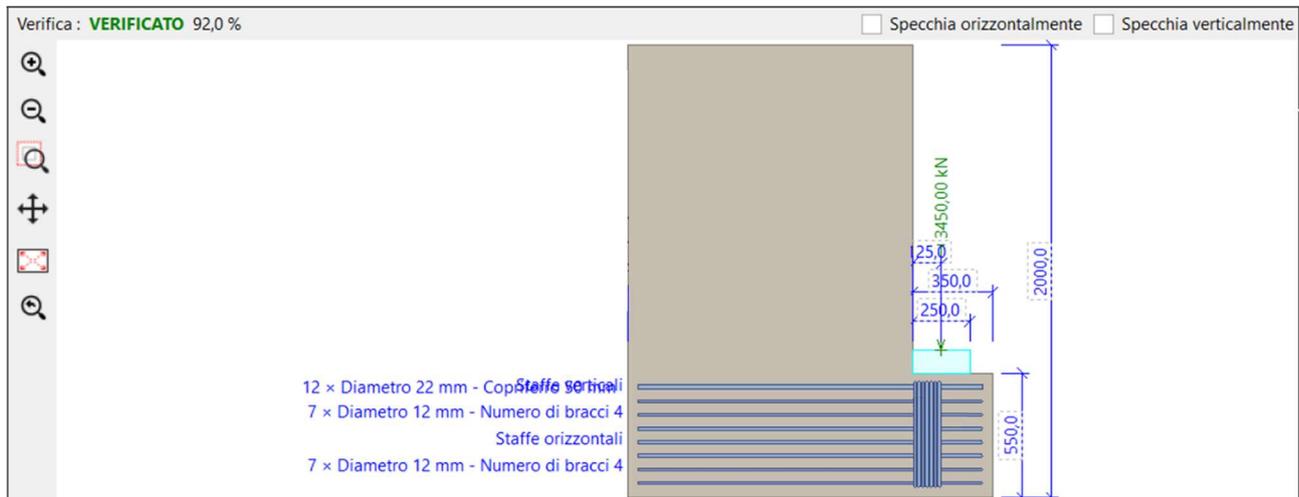


Figura 257 Disposizione grafica delle armature

A conclusione, poiché la forza sismica dev'essere in grado di dividersi equamente tra i due fusti, si verifica che l'armatura presente nel pulvino sia capace di trasmettere correttamente il taglio trasversale. All'interno delle pareti verticali del pulvino vi sono $6\phi 26$ per ogni lato che formano un'area di armatura complessiva, per lato, pari a:

$$A_s = 3185.57 \text{ mm}^2$$

In totale:

$$A_{s,tot} = 2 \cdot 3185.57 = 6371.15 \text{ mm}^2$$

La forza che dev'essere trasferita al secondo fusto vale $F = 1725 \text{ kN}$.

Lo sforzo sulle barre d'armatura presenti vale quindi:

$$\sigma_s = \frac{1725000}{6371} = 270.75 \text{ MPa} < 330.43 \text{ MPa}$$

In aggiunta, al fine di migliorare la lavorazione e l'esecuzione dell'intervento in fase di cantierizzazione, si prevede di trasferire le forze attraverso 2 barre filettate ancorate alle estremità del nuovo getto di calcestruzzo che verrà eseguito in corrispondenza dell'innesto del fusto.

Tali barre sono dimensionate per la forza di progetto del ritegno, ovvero:

- $F_{Ed} = 3450 \text{ kN}$
- Diametro delle barre $d = 37 \text{ mm}$;
- Resistenza a snervamento delle barre $f_y = 1050 \text{ MPa}$;

Considerando di installare un totale di 4 barre su due file si ottiene una tensione di lavoro:

$$\sigma_s = \frac{3450000}{4298.66} = 802 \text{ MPa} < 1050 \text{ MPa}$$

14.6.3 RITEGNO TRASVERSALE – IMPALCATO TIPO F

L'impalcato di tipo F è costituito da 2 impalcati *tipo A* affiancati, la forza sismica trasversale totale è dunque diversa e maggiore rispetto il *tipo A* e vale, per un totale di 4 fusti:

$$F = 870 \cdot 4 \cdot 1.5 = 3480 \cdot 1.5 = 5250 \text{ kN}$$

La resistenza offerta dai ritegni trasversali del *tipo A* è pari a 3450 kN , l'aliquota di componente sismica rimanente vale dunque:

$$F = 1800 \text{ kN}$$

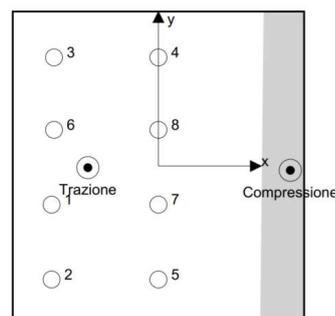
Si considera che tale aliquota rimanente venga assorbita dai ritegni in carpenteria, i quali devono già assolvere alla trasmissione delle forze sismiche longitudinali. Affinché dunque la verifica risulti soddisfatta per sollecitazioni combinate di taglio/trazione, si rende necessario impiegare barre passanti M27.

- Taglio trasversale sollecitante $F_t = \frac{1800}{8} = 225 \text{ kN}$

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	121,519	27,932	27,930	0,284
2	121,043	27,536	27,534	0,284
3	121,057	28,711	28,709	0,271
4	60,879	28,711	28,709	-0,278
5	59,465	27,536	27,534	-0,278
6	120,596	28,327	28,326	0,271
7	59,942	27,932	27,930	-0,278
8	60,418	28,328	28,326	-0,278



VERIFICA A TRAZIONE			
Diametro del bullone	dn=	27.00	mm
Diametro del foro	d0=	28.50	mm
Classe bullone		10.90	
Resistenza a snervamento		900	Mpa
Resistenza ultima a rottura		1000	Mpa
Area resistente	Ares=	459	mmq
Resistenza singolo bullone	Ft,Rd=k2 fub As/ YM2	330.48	kN

VERIFICA A TAGLIO BULLONI			
Diametro bullone	dn=	27	mm
Classe del bullone		10.90	
Resistenza a snervamento	fy=	900	Mpa
Resistenza ultima a rottura	fu=	1000	Mpa
Area resistente	Ares=	459	mmq
Coeff sfruttamento	αv=	0.5	
Resistenza taglio bullone	Fv,Rd=αv A	183.60	kN

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 0.41 \leq 1$$

14.6.4 RITEGNO TIPO 2 – IMPALCATO TIPO B

Questo secondo tipo di ritegno viene eseguito sugli impalcati sorretti dalle pile a fusto unico e sono dimensionati dunque per una forza longitudinale massima di 2100kN.

La larghezza massima della carpenteria utilizzata è data dall'impalcato *tipo B* nel quale si ha una luce netta tra i martelli delle travi pari a 35cm. A causa dell'esiguo spazio tra le travi i dispositivi di ritegno devono poter trasmettere anche le forze trasversali; saranno così verificati per la combinazione combinata delle due. Poiché le forze in gioco sono molto alte, per la tipologia considerata si prevede l'installazione di 13 dispositivi; le forze di verifica diventano dunque:

- Forza longitudinale pari a $F_t = 2100/13 \cdot 1.5 = 242.31 \text{ kN}$;
- Forza trasversale pari a $F_t = 1900/13 \cdot 1.5 = 219.23 \text{ kN}$.

Si utilizza un profilo in acciaio speciale, del tipo UPN avente le seguenti dimensioni:

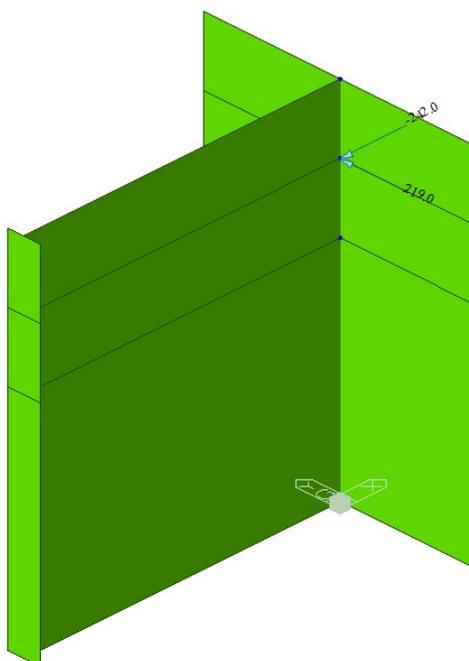
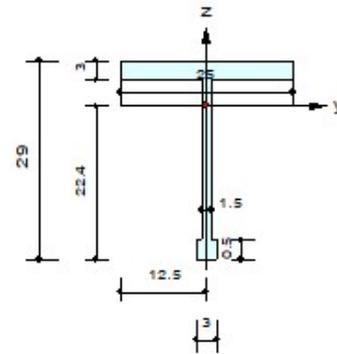


Figura 258 Modello beam semplificato

La verifica, per le due forze considerate è soddisfatta.

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, cm
 Member No 1
 Material S355 (No:1)
 ($F_y = 35.5000$, $E_s = 21000.0$)
 Section Name PROFILO (No:1)
 (Built-up Section).
 Member Length : 19.9000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = 0.00000$ (LCB: 1, POS:I)
 Bending Moments $M_y = -6267.8$, $M_z = -5672.1$
 End Moments $M_{yi} = -6267.8$, $M_{yj} = -1452.0$ (for Lb)
 $M_{yi} = -6267.8$, $M_{yj} = -1452.0$ (for Ly)
 $M_{zi} = -5672.1$, $M_{zj} = -1314.0$ (for Lz)
 Shear Forces $F_{yy} = -219.00$ (LCB: 1, POS:1/2)
 $F_{zz} = -242.00$ (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	29.0000	Web Thick	1.50000
Top F Width	25.0000	Top F Thick	3.00000
Bot.F Width	3.00000	Bot.F Thick	0.50000
Area	114.750	Asz	43.5000
Qyb	261.813	Qzb	67.1250
Iyy	8018.02	Izz	3914.55
Ybar	12.5000	Zbar	22.3938
Wely	358.046	Welz	313.164
ry	8.35905	rz	5.84009

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 19.9000$, $L_z = 19.9000$, $L_b = 19.9000$
 Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
 Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 0.85$, $C_{mz} = 0.85$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$L/r = 3.4 < 300.0$ (Memb:1, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00/4073.63 = 0.000 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 6267.8/22236.7 = 0.282 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 5672.1/17189.8 = 0.330 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$

$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\text{Beta}}$

$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0})$, $R.byM = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$R_{max} = \text{MAX}[R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM)] = 0.612 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.071 < 1.000$ O.K

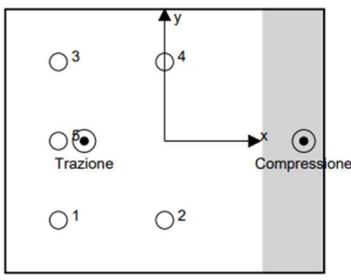
$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.257 < 1.000$ O.K

Il dimensionamento degli inghisaggi viene eseguito considerando una piastra di collegamento tra il profilo ed il pulvino di larghezza pari 500mm (misura inferiore all'interasse tra le travi). La piastra di collegamento misura dunque:

Relazione di adeguamento strutturale

- Larghezza $l = 500\text{mm}$;
- Altezza $h = 600\text{mm}$.

Carichi sull'ancorante [kN] Trazione: (+ Trazione, - Compressione)				
Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	142,293	103,769	-66,743	79,457
2	68,525	67,421	-66,743	-9,535
3	142,293	103,769	66,743	79,457
4	68,525	67,421	66,743	-9,535
5	142,293	79,457	0,000	79,457



VERIFICA A TRAZIONE		
Diametro del bullone	dn=	27.00 mm
Diametro del foro	d0=	28.50 mm
Classe bullone		10.90
Resistenza a snervamento		900 Mpa
Resistenza ultima a rottura		1000 Mpa
Area resistente	Ares=	459 mmq
Resistenza singolo bullone	Ft,Rd=k2 fub As/ YM2	330.48 kN

VERIFICA A TAGLIO BULLONI		
Diametro bullone	dn=	27 mm
Classe del bullone		10.90
Resistenza a snervamento	fy=	900 Mpa
Resistenza ultima a rottura	fu=	1000 Mpa
Area resistente	Ares=	459 mmq
Coeff sfruttamento	αv=	0.5
Resistenza taglio bullone	Fv,Rd=αv A	183.60 kN

In questo caso si rende necessario verificare anche l'azione combinata di taglio e trazione:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 0.87 \leq 1$$

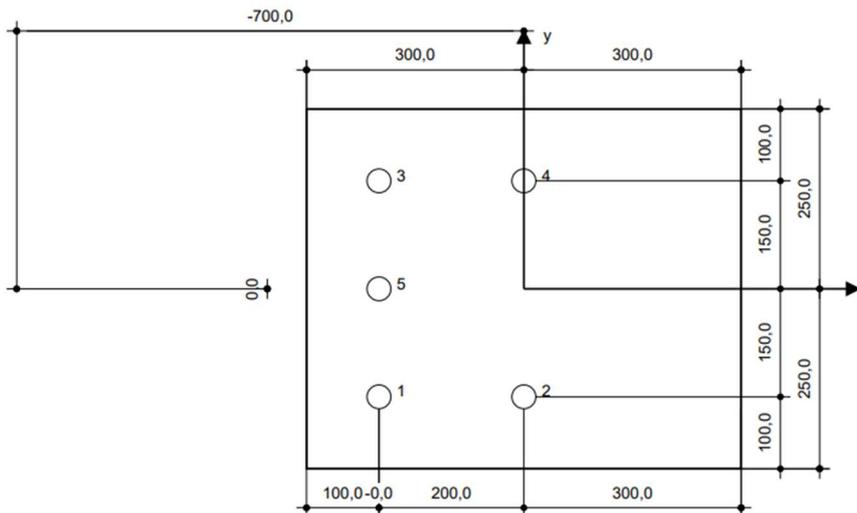


Figura 259 Dimensioni della piastra di collegamento

14.6.5 RITEGNO TIPO 2 – IMPALCATO TIPO C

Nell'impalcato di tipo C la larghezza disponibile tra i martelli delle travi aumenta a 60cm, mentre il numero di travi scende a 9. Le forze di progetto divengono dunque:

- Forza longitudinale pari a $F_l = 2100/10 \cdot 1.5 = 315 \text{ kN}$;
- Forza trasversale pari a $F_t = 1900/10 \cdot 1.5 = 285 \text{ kN}$.

L'interasse tra le travi permette di installare un profilo di larghezza massima pari a 500mm. La carpenteria è realizzata, anche in questo caso, da 3 flange verticale, irrigidite trasversalmente da nervature distribuite lungo l'altezza. Le forze agenti sopra riportate si distribuiscono come pressione su tutto l'elemento così composto. In modo semplificato, verrà dunque considerata una sola flangia verticale (quella di bordo – avente larghezza d'influenza minore) e metà delle forze sismiche agenti sopra riportate.

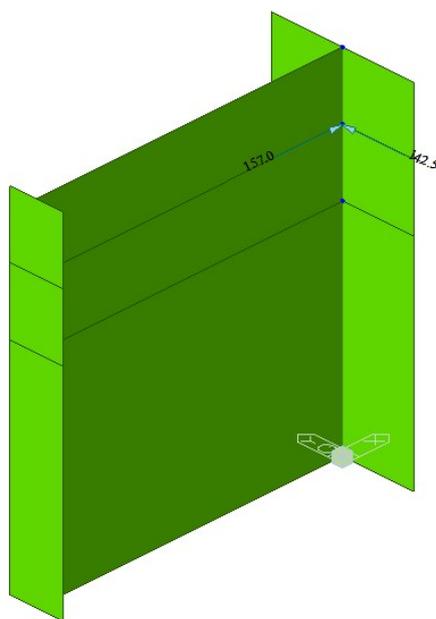
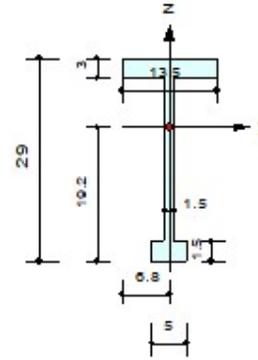


Figura 260 Modello beam semplificato

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, cm
 Member No 1
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 35.5000, Es = 21000.0)
 Section Name PROFILO (No:1)
 (Built-up Section).
 Member Length : 19.9000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
 Bending Moments My = 4066.30, Mz = -3690.7
 End Moments Myi = 4066.30, Myj = 942.000 (for Lb)
 Myi = 4066.30, Myj = 942.000 (for Ly)
 Mzi = -3690.7, Mzj = -855.00 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -142.50 (LCB: 1, POS:1/2)
 Fzz = 157.000 (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	29.0000	Web Thick	1.50000
Top F Width	13.5000	Top F Thick	3.00000
Bot.F Width	5.00000	Bot.F Thick	1.50000
Area	84.7500	Asz	43.5000
Oyb	248.222	Ozb	16.2292
Iyy	8304.60	Izz	637.609
Ybar	6.75000	Zbar	10.1704
Wely	433.200	Welz	94.4606
ry	0.89896	rz	2.74288

3. Design Parameters

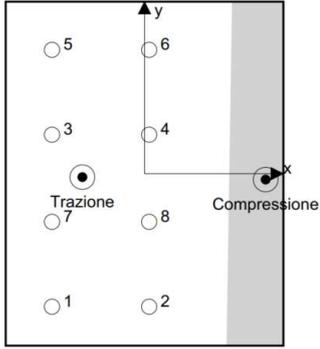
Unbraced Lengths Ly = 19.9000, Lz = 19.9000, Lb = 19.9000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 L/r = 7.3 < 300.0 (Memb:1, LCB: 1)..... O.K
 Axial Resistance
 N_Ed/Nt_Rd = 0.00/3008.62 = 0.000 < 1.000 O.K
 Bending Resistance
 M_Edy/M_Rdy = 4066.3/24777.9 = 0.164 < 1.000 O.K
 M_Edz/M_Rdz = 3690.75/5674.45 = 0.650 < 1.000 O.K
 Combined Resistance
 R.MNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
 R.BiM = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
 R.byN = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), R.byM = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
 Rmax = MAX[R.MNRd, R.BiM, (R.byN+R.byM)] = 0.815 < 1.000 O.K
 Shear Resistance
 V_Edy/Vy_Rd = 0.086 < 1.000 O.K
 V_Edz/Vz_Rd = 0.174 < 1.000 O.K

Le verifiche risultano quindi soddisfatte.

Carichi sull'ancorante [kN]				
Trazione: (+ Trazione, - Compressione)				
Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	129,934	79,233	-55,581	56,468
2	58,283	57,513	-55,581	14,782
3	131,944	59,534	18,858	56,468
4	60,293	23,961	18,858	14,782
5	132,935	79,233	55,581	56,468
6	61,285	57,513	55,581	14,782
7	130,926	59,534	-18,858	56,468
8	59,275	23,961	-18,858	14,782



Si utilizzano, come sopra bulloni M27 10.9.

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 0.72 \leq 1$$

La verifica quindi è soddisfatta.

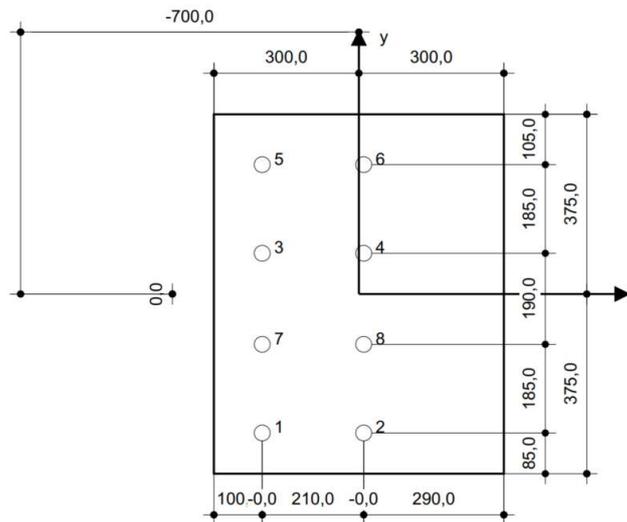


Figura 261 Dimensioni geometriche della piastra

14.6.6 RITEGNO TIPO 2 – IMPALCATO TIPO D

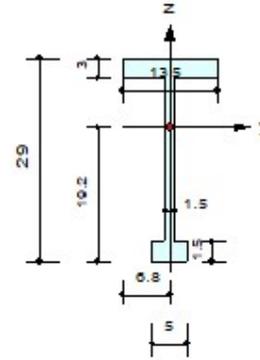
La luce netta tra i martelli delle travi sale a 73cm ed il numero delle travi scende a 8. I valori di progetto delle forze sismiche diventano dunque:

- Forza longitudinale pari a $F_l = 2100/9 \cdot 1.5 = 350 \text{ kN}$;
- Forza trasversale pari a $F_t = 1900/9 \cdot 1.5 = 316.67 \text{ kN}$.

Vale sempre quanto dichiarato sopra per le altre tipologie di carpenteria. Nel caso in esame, tuttavia, vista l'elevata congruenza geometrica e per semplicità d'esposizione si verificheranno le forze sismiche agenti sul profilo beam semplificato dell'impalcato tipo C. Come si vedrà di seguito, le verifiche risultano soddisfatte.

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, cm
 Member No 1
 Material S355 (No:1)
 ($F_y = 35.5000$, $E_s = 21000.0$)
 Section Name PROFILO (No:1)
 (Built-up Section).
 Member Length : 19.9000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = 0.00000$ (LCB: 1, POS:I)
 Bending Moments $M_y = -4532.5$, $M_z = -4105.1$
 End Moments $M_{yi} = -4532.5$, $M_{yj} = -1050.0$ (for Lb)
 $M_{yi} = -4532.5$, $M_{yj} = -1050.0$ (for Ly)
 $M_{zi} = -4105.1$, $M_{zj} = -951.00$ (for Lz)
 Shear Forces $F_{yy} = -158.50$ (LCB: 1, POS:1/2)
 $F_{zz} = -175.00$ (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	29.0000	Web Thick	1.50000
Top F Width	13.5000	Top F Thick	3.00000
Bot.F Width	5.00000	Bot.F Thick	1.50000
Area	84.7500	Asz	43.5000
Oyb	248.222	Ozb	16.2292
Iyy	8304.60	Izz	637.609
Ybar	6.75000	Zbar	19.1704
Wely	433.200	Welz	94.4606
ry	9.89895	rz	2.74288

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 19.9000$, $L_z = 19.9000$, $L_b = 19.9000$
 Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
 Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 0.85$, $C_{mz} = 0.85$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$L/r = 7.3 < 300.0$ (Memb:1, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{tRd} = 0.00/3008.62 = 0.000 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 4532.5/24777.9 = 0.183 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 4105.15/5674.45 = 0.723 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$

$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\text{Beta}}$

$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0})$, $R.byM = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$R_{\text{max}} = \text{MAX}[R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM)] = 0.906 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.095 < 1.000$ O.K

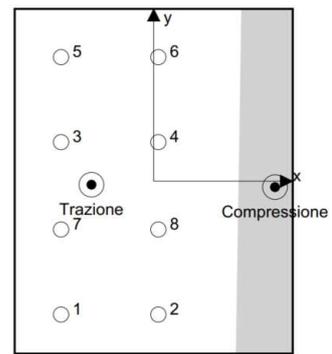
$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.194 < 1.000$ O.K

Anche per quanto riguarda la verifica delle piastre e degli inghisaggi, a favore di sicurezza, verranno utilizzate le piastre dell'impalcato *tipo C*, caricate, tuttavia, dalle forze sismiche agenti per l'impalcato *tipo D*.

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione))

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	144,371	88,130	-61,822	62,808
2	64,759	63,971	-61,822	16,442
3	146,604	66,218	20,975	62,808
4	66,992	26,651	20,975	16,442
5	147,706	88,130	61,822	62,808
6	68,094	63,971	61,822	16,442
7	145,473	66,218	-20,975	62,808
8	65,861	26,651	-20,975	16,442



Si utilizzano, come sopra bulloni M27 10.9.

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 0.79 \leq 1$$

La verifica quindi è soddisfatta.

Figura 262 Dimensioni geometriche della piastra

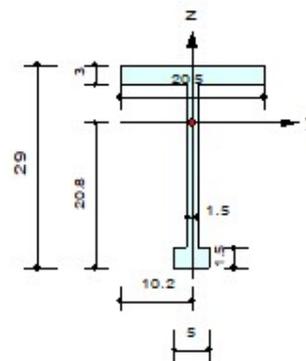
14.6.7 RITEGNO TIPO 2 – IMPALCATO TIPO E

La luce netta tra i martelli delle travi aumenta a 90cm ed il numero di travi si abbassa a 7, le forze di verifica risultano dunque:

- Forza longitudinale pari a $F_t = 2100/8 \cdot 1.5 = 393.75 \text{ kN}$;
- Forza trasversale pari a $F_t = 1900/8 \cdot 1.5 = 356.25 \text{ kN}$.

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, cm
Member No	1
Material	S355 (No:1) ($F_y = 35.5000$, $E_s = 21000.0$)
Section Name	PROFILO (No:1) (Built-up Section).
Member Length	: 19.9000



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 0.00000$ (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments	$M_y = -5076.4$, $M_z = -4610.2$
End Moments	$M_{yi} = -5076.4$, $M_{yj} = -1176.0$ (for Lb) $M_{yi} = -5076.4$, $M_{yj} = -1176.0$ (for Ly) $M_{zi} = -4610.2$, $M_{zj} = -1068.0$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = -178.00$ (LCB: 1, POS:1/2) $F_{zz} = -196.00$ (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	29.0000	Web Thick	1.50000
Top F Width	20.5000	Top F Thick	3.00000
Bot.F Width	5.00000	Bot.F Thick	1.50000
Area	105.750	Asz	43.5000
Qyb	287.090	Qzb	36.0625
Iyy	9488.05	Izz	2176.30
Yber	10.2500	Zber	20.8245
Wely	455.620	Welz	212.322
ry	9.47215	rz	4.53648

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 19.9000$, $L_z = 19.9000$, $L_b = 19.9000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 0.85$, $C_{mz} = 0.85$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$L/r = 4.4 < 300.0 \text{ (Mem:1, LCB: 1)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00/3754.13 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 5076.4/25850.5 = 0.196 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 4610.2/12011.2 = 0.384 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

$$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\text{Beta}}$$

$$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), \quad R.byM = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{\text{max}} = \text{MAX}[R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM)] = 0.580 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.071 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.217 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

La verifica del modello beam semplificato è soddisfatta.

Gli ancoraggi e la piastra di ancoraggio sono i medesimi previsti per l'impalcato di *tipo D*. Il fattore di sicurezza taglio-trazione vale:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 0.89 \leq 1$$

14.6.8 PILA 12 E 18

Le pile 12 e 18 sostengono un impalcato di tipo A ed un impalcato di tipo B. Come previsto, gli impalcati di tipo A sono confinati trasversalmente dai ritegni in CA. La realizzazione di questi dispositivi non risulta possibile per le pile in esame a causa della diversa geometria del pulvino (pila a fusto unico). Si prevede dunque l'installazione di speciali carpenterie che assolvano al ruolo di ritegni trasversali.

La forza sismica trasversale massima sul fusto vale $F = 2850 \text{ kN}$. Si assume che tale forza sia divisa equamente tra i due impalcati che dovranno, quindi, avere dispositivi di ritegno sismico capaci di assorbire una forza pari a $F_t = 1425 \text{ kN}$.

Al fine di contenere il numero di inghisaggi, si è studiata una carpenteria che preveda sull'inghisaggio sole forze di trazione e non di taglio. Così facendo, assumendo inghisaggi M27 classe 10.9 (i medesimi utilizzati per le carpenterie di impalcati B, C, D, E) si ha una resistenza massima a trazione pari a $F_{Rd} = 330 \text{ kN}$.

VERIFICA A TRAZIONE			
Diametro del bullone	dn=	27.00	mm
Diametro del foro	d0=	28.50	mm
Classe bullone		10.90	
Resistenza a snervamento		900	Mpa
Resistenza ultima a rottura		1000	Mpa
Area resistente	Ares=	459	mmq
Resistenza singolo bullone	Ft,Rd=k2 fub As/ YM2	330.48	kN

Dividendo la forza agente per la sollecitazione resistente degli inghisaggi si ottiene un numero di brre:

$$n = 1425/330 = 4.31 = 5$$

Si verifica dunque il profilo in acciaio previsto. La verifica viene condotta considerando, in maniera semplificata, che la carpenteria sia formata da 3 elementi a doppio T tra loro affiancati, dividendo dunque la forza agente su ognuno di essi.

La forza è applicata ad un'altezza del profilo corrispondente al punto medio del martello della trave.

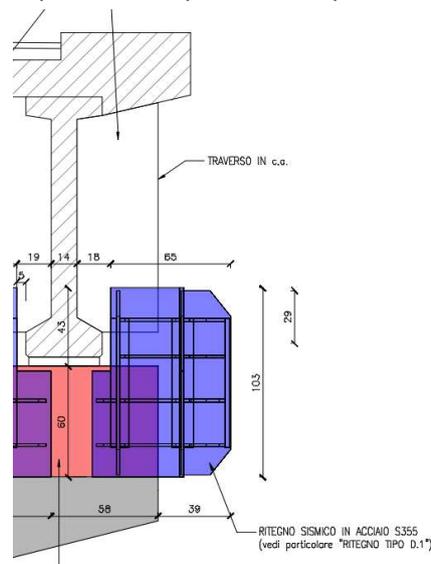
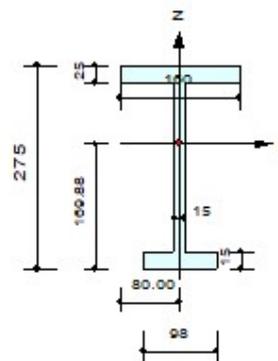


Figura 263 Braccio forza sismica agente

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, mm
Member No	1
Material	S355 (No:1) ($F_y = 0.35500$, $E_s = 210.000$)
Section Name	profilo (No:1) (Built-up Section).
Member Length	: 469.300



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 0.00000$ (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments	$M_y = -222917$, $M_z = 0.00000$
End Moments	$M_{yi} = -222917$, $M_{yj} = 0.00000$ (for L_y) $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for L_z)
Shear Forces	$F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 1, POS:1/2) $F_{zz} = -475.00$ (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	275.000	Web Thick	15.0000
Top F Width	160.000	Top F Thick	25.0000
Bot.F Width	98.0000	Bot.F Thick	15.0000
Area	8995.00	A _{sz}	4125.00
I _{yy}	27907.6	I _{zz}	2450.19
I _{yy}	94457333	I _{zz}	9775917
Y _{bar}	80.0000	Z _{bar}	160.882
W _{ely}	550018	W _{eiz}	122199
r _y	102.475	r _z	32.9569

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 469.300$, $L_z = 469.300$, $L_b = 469.300$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 0.85$, $C_{mz} = 0.85$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$L/r = 14.2 < 300.0 \text{ (Memb:1, LCB: 1)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00/3193.22 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 222917/285478 = 0.781 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0/74278.0 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), \quad R.byM = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R.MNRd, (R.byN + R.byM)] = 0.783 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.548 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

14.6.9 RIEPILOGO

Di seguito il riepilogo degli interventi in carpenteria metallica.

Tipologia impalcato	Profili H	Numero totale profili	Numero di inghisaggi	Diametro barre passanti	Classe
Tipo A	3	4	5	M24	10.9
Tipo B	2	13	6	M27	10.9
Tipo C	3	10	6	M27	10.9
Tipo D	3	9	6	M27	10.9
Tipo E	3	8	6	M27	10.9
Tipo F	3	8	5	M27	10.9
Pila 12-18	3	1	6	M27	10.9

Il numero degli inghisaggi si intende per profilo.

15 VERIFICA FONDAZIONI

15.1 DESCRIZIONE

Il viadotto, come si evince dai progetti originali, è stato realizzato su fondazioni profonde mediante pali battuti troncoconici con diametro della testa di circa 0.3m. La lunghezza dei pali, come riportato dal *Giornale delle palificate* è, per la maggior parte dei pali, intorno a 6m, con alcuni pali che arrivano fino a 8m.

Nel seguito si riportano alcuni estratti dai disegni di progetto e dal *Giornale delle palificate*.

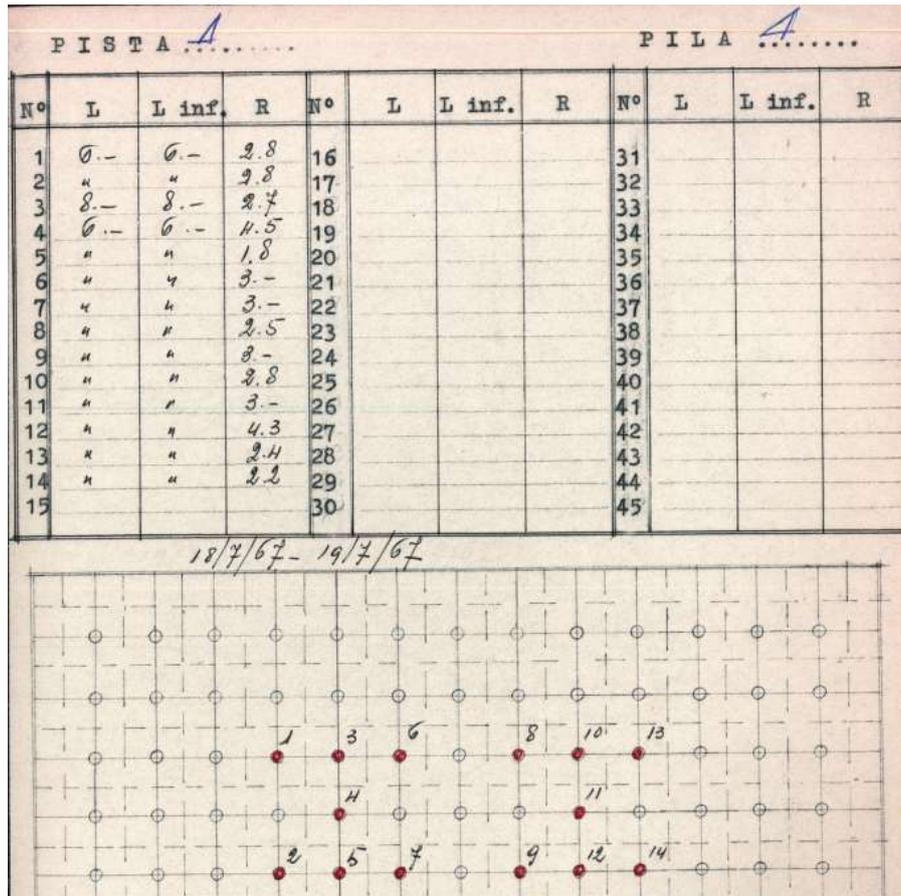


Figura 264 Fondazione pila a due fusti

Relazione di adeguamento strutturale

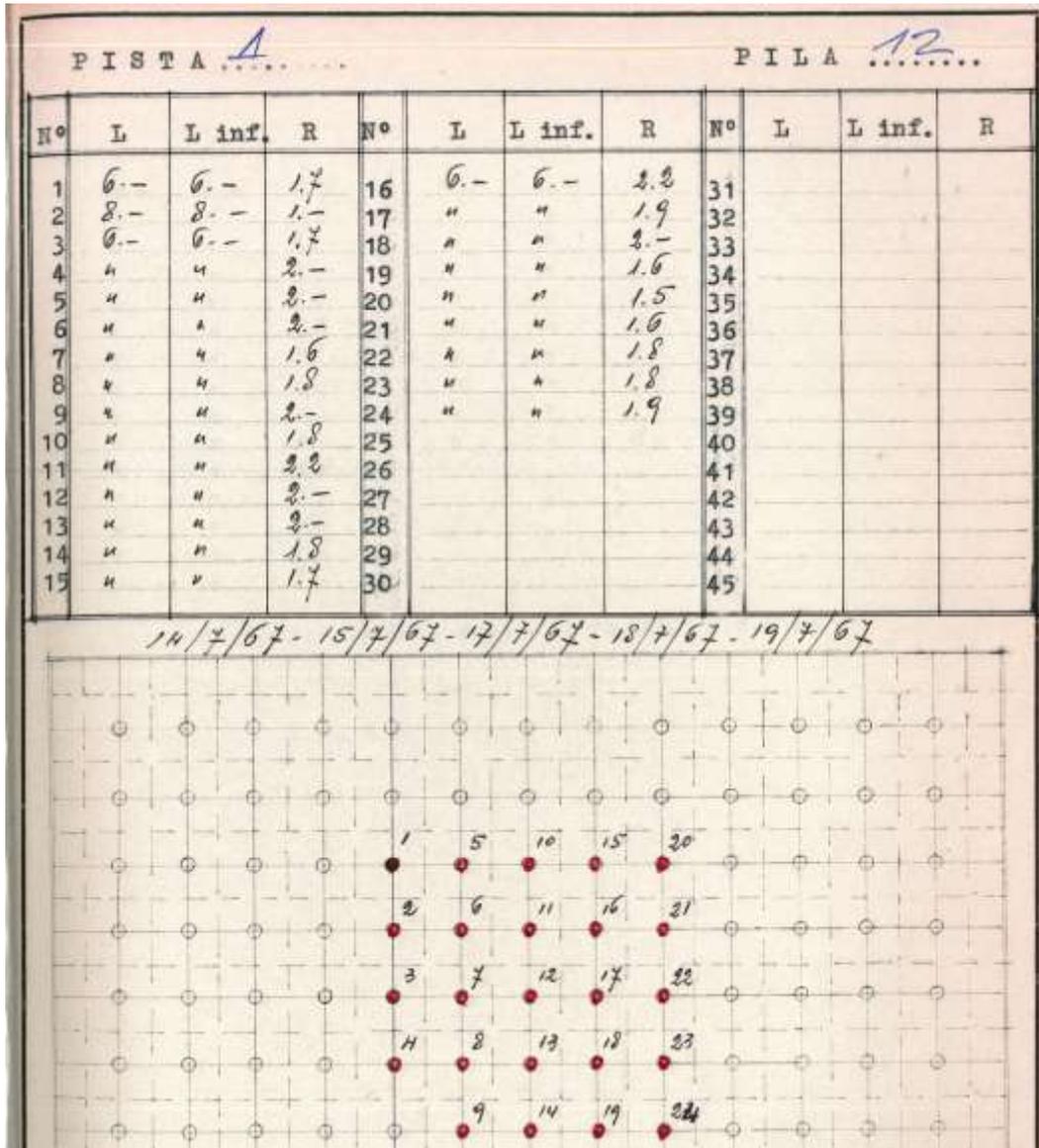


Figura 265 Fondazione pila a fusto unico

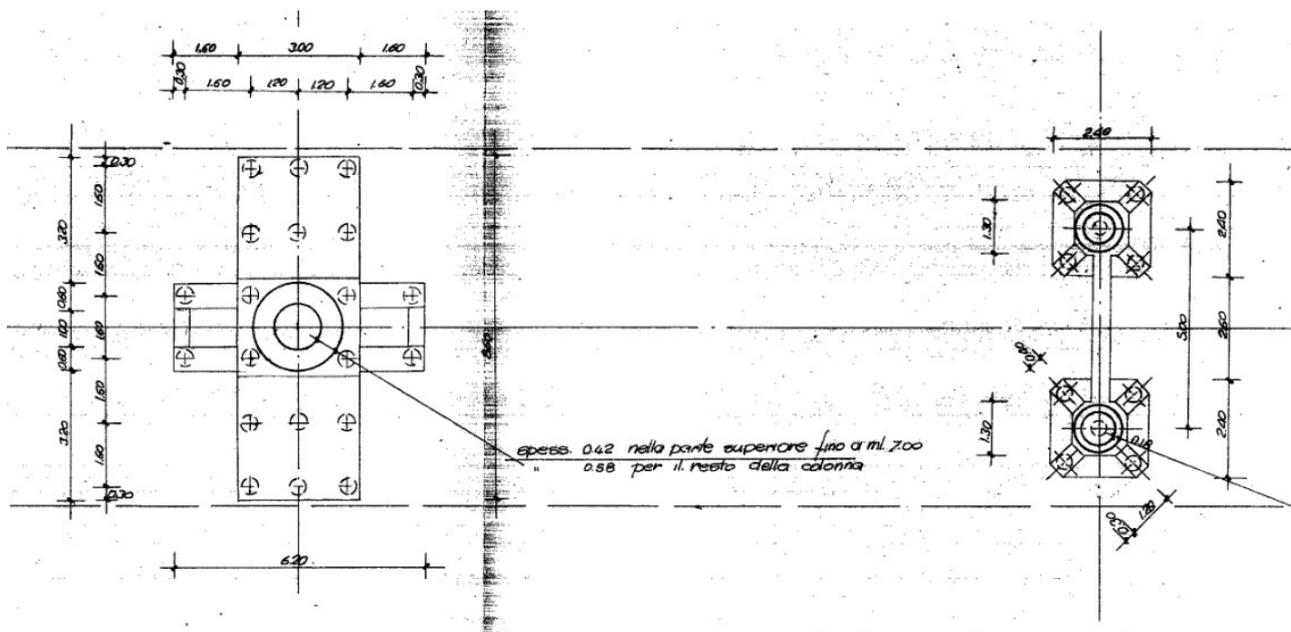


Figura 266 Pianta delle fondazioni

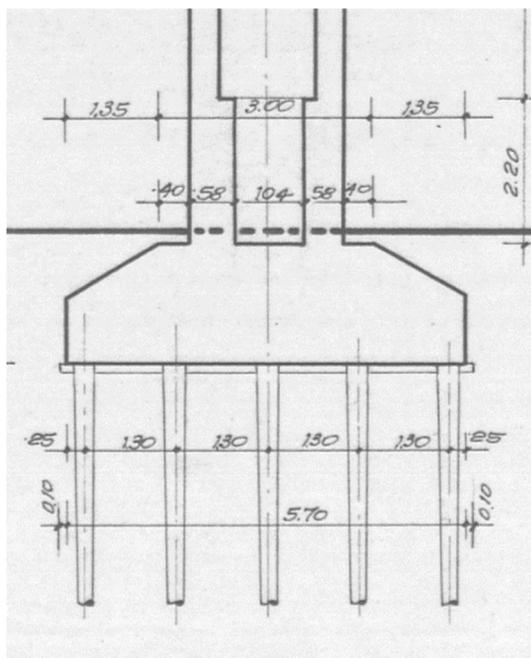


Figura 267 Pali di fondazione per la pila a fusto unico

15.2 CALCOLO DELLA NUOVA ALIQUOTA DI SCARICO DELL'IMPALCATO

Secondo quanto definito dalla norma al §8.4.3 delle NTC18, l'intervento di adeguamento non è obbligatorio quando gli incrementi di carico in fondazione sono inferiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del §2.5.3 della medesima norma, includendo i soli carichi gravitazionali.

Si valuta dunque la percentuale di carico aggiuntivo costituita dal ringrosso strutturale in soletta per ogni impalcato.

TABELLA INCREMENTI SCARICHI			
	Ved,0 (kN)	Ved,1 (kN)	%
Impalcato tipo A	208	226.1	8.01
Impalcato tipo B	197	215	8.37
Impalcato tipo C	188	206	8.74
Impalcato tipo D	203	220.4	7.89
Impalcato tipo E	195.4	211.4	7.57
Impalcato tipo F	205	223	8.07

Tutti gli incrementi di sollecitazione dovuti all'intervento in soletta sono inferiori al 10%.

16 CONCLUSIONI

16.1 INTERVENTI DI PROGETTO

Nel seguito si riassumono, in forma tabellare, gli interventi di progetto.

Elemento	Tipo impalcato	Intervento	Specifica
Soletta	A, D, E, F	Ringrosso della soletta	- Ringrosso soletta di 5cm
			- Integrazione armatura maglia ϕ 12 30x30
			- Inghisaggi ϕ 18 maglia 30x30
Cordolo	A, B, C, D, E, F	Integrazione armature	- Staffe ϕ 12/20cm
			- barre longitudinale 8+8 ϕ 18
Travi	B	Risanamento trave ammalorata	- Ripristino copriferro
Traversi	A, C, D, E, F	Ringrosso del traverso	- Integrazione armatura a taglio ϕ 12/10cm
			- Integrazione armatura longitudinale 3 file 2 ϕ 22
			- Ringrosso cls di 15cm
Pila	Fusti D1.2 - pile a doppio fusto	Ringrosso del fusto	- Ringrosso 10cm
			- Integrazione armatura a taglio ϕ 14/15 cm
			- Inghisaggi 6 ϕ 12/50cm
Pila 17	Fusto D2.2	Ringrosso del fusto	- Ringrosso 10cm
			- Integrazione armatura a taglio ϕ 14/15 cm
			- Inghisaggi 4 ϕ 12/50cm
Ritegni longitudinali	A, C, D, E, F	Carpenteria metallica	- Installazione carpenterie 400x300x40
Ritegni longitudinali	A, C, D, E, F	Carpenteria metallica	- Installazione carpenterie 250x250x40
Ritegni trasversali	A, F	CA	- Orecchie in CA 35x55cm
			- 12 ϕ 22 verticali
			- staffe verticali 7 ϕ 12 a 4 bracci
			- staffe orizzontali 7 ϕ 12 a 4 bracci
			- Barre filettate iniettate 4 ϕ 37
Pulvino PISTA B	F	Ringrosso pulvino e solidarizzazione con pila 31	- Ringrosso spessore 80cm
			- Armatura longitudinale estradosso 10 ϕ 22
			- Armatura longitudinale verticale 10 ϕ 22
			- Staffe ϕ 12/15cm
			- Inghisaggi su fusto 10 ϕ 16/50cm
			- Inghisaggi su pulvino esistente ϕ 16 maglia 25x25

16.2 CONCLUSIONI FINALI

L'opera in oggetto della presente relazione di adeguamento strutturale è la *Rampa A* facente parte dello snodo stradale di Mestre-Marghera.

Il manufatto si sviluppa in 40 campate per una lunghezza complessiva di circa 800m e si compone di diverse tipologie di impalcati, tutti realizzati da travi in c.a.p. a trefoli aderenti, differenti, tuttavia, per numero di travi e larghezza complessiva.

Sull'opera non sono stati rilevati difetti tali da costituire rischio di natura statica e determinare riflessi per la sicurezza della circolazione nel breve periodo. L'unico difetto significativo presente si è riscontrato sulla campata n° 16 (con numerazione crescente dal lato Venezia) a scavalco del sottostante tratto di svincolo d'immissione in Corso del Popolo. Sulla trave di bordo dell'impalcato si è rilevato un difetto da urto; l'impatto di un veicolo fuori forma ha infatti rimosso parte del copriferro del martello inferiore della trave portando alla luce alcuni trefoli. Per la trave in questione è stata condotta una specifica verifica in condizioni ammalorate e la verifica è risultata soddisfatta con un indice di sicurezza calcolato come rapporto tra la capacità resistente flessionale e la sollecitazione agente pari a 1.16 con un'incidenza del difetto pari a 5% sulla resistenza originaria.

Sono stati analizzati anche tutti gli altri impalcati del viadotto e ciò che è emerso sono alcune criticità per quanto la resistenza a taglio delle solette degli impalcati A, D, E, F. Tali impalcati presentano, infatti, una soletta di spessore esiguo pari a 14cm, insufficienti per fornire un'adeguata resistenza a taglio risultando quindi NON ADEGUATA. La resistenza a taglio è stata calcolata sia secondo quanto prescritto al §4.1.2.3.5.2 delle NTC per elementi privi di apposita armatura a taglio, sia con la formula presentata al §6.3.5.2 delle LLGG2020; il minimo coefficiente di sicurezza si è calcolato per l'impalcato tipo A e risulta pari a 0.68.

Le travi, al contrario, sono risultate ADEGUATE nei confronti di flessione e taglio con un indice di sicurezza minimo per tutte le tipologie pari a 1.06 (impalcato tipo A) per la flessione e 1.05 (impalcato tipo B) per la verifica a taglio.

Alla luce dell'analisi statica condotta si è progettato l'intervento di adeguamento statico degli impalcati che prevede un ringrosso della soletta di 5cm ed il parallelo adeguamento del cordolo (quest'ultimo congiunto ai lavori del 2° stralcio derivante, però, dall'appalto per il 1° stralcio). Si sono dunque riverificate le solette che, allo Stato di Progetto, hanno restituito un indice di sicurezza nei confronti delle sollecitazioni taglienti minimo pari a 1.0. In merito alle sollecitazioni di flessione, le solette sono risultate adeguate già allo SDF con un fattore di sicurezza pari a 1.07.

Le travi sono dunque state riverificate e, ancora una volta, sono risultate ADEGUATE sia nei confronti della flessione che del taglio con un rapporto di sicurezza minimo pari a 1.04 e 1.09. In aggiunta, puntando l'attenzione sulla durabilità dell'opera, è stato analizzato lo stato tensionale delle travi nella combinazione SLE frequente con l'obiettivo di verificare se possano instaurarsi o meno fenomeni fessurativi. Le verifiche hanno dato esito negativo, le sezioni, anche se in alcuni casi risultano parzializzate, presentano un valore di tensione a trazione inferiore della resistenza del cls.

Parallelamente all'analisi statica è stata analizzata la risposta sismica dell'opera attraverso due diversi tipi di analisi: la dinamica lineare e la statica non lineare (push-over). La prima è servita per analizzare e ricavare i valori di spostamenti di impalcati e pile in considerazione anche alla variabilità del moto considerata secondo la UNI EN 1998-2, la seconda, invece, ha permesso di considerare le modeste capacità dissipative della sottostruttura (aspetto fondamentale per le opere realizzata nella seconda metà degli anni 90), consentendo di affermare che, allo SDF, le pile a fusto unico risultano ADEGUATE, così come le pile a 4 fusti ed al contrario delle pile a 2 fusti, le quali, al contrario, seppur soddisfano i requisiti di duttilità, presentano criticità nei confronti dei meccanismi fragili (resistenza a taglio). La verifica in duttilità è stata eseguita, come concesso dalla norma

nella Circolare alle NTC18 al §8.4.3 riferendosi ad un valore di indice di sicurezza $\zeta=0.80$ (cfr. “[...] *gli interventi inerenti l’adeguamento sismico di infrastrutture esistenti progettate e realizzate antecedentemente alla classificazione sismica dell’area su cui insistono o nel rispetto di una normativa tecnica antecedente delle Norme Tecniche possono inquadrarsi nella lettera c) del §8.4.3, per essi, pertanto, si può assumere $\zeta_E=0.80$.*”

Si è quindi definito l’intervento di rinforzo strutturale delle pile aventi fusti di diametro 1.20m attraverso integrazione dell’armatura a taglio e ringrosso della sezione.

Poiché, a livello del piano stradale, si sono sostituiti i giunti esistenti con giunti di sotto-pavimentazione che, seppur migliorando l’esperienza di guida dell’utente, non permettono di accomodare gli spostamenti indotti da un evento sismico. Per tale motivo si sono previsti e dimensionati ritegni sismici. Questi agiscono nelle due direzioni orizzontali confinando longitudinalmente gli impalcati attraverso carpenterie metalliche e trasversalmente attraverso ritegni trasversali in CA per gli impalcati di tipo A ed F e sempre con le carpenterie metalliche per gli impalcati B, C, D, E.

L’installazione di ritegni sismici previene fenomeni di abbattimento tra impalcati della Rampa A; l’intervento non è pensato, in alcun modo, per evitare eventuali battimenti tra rampe diverse dello snodo o fenomeni di abbattimento tra pulvini di rampe adiacenti.

Infine, per quanto riguarda le fondazioni, si è omessa la verifica nei confronti delle sollecitazioni NTC in quanto non sussistono i casi per cui tale verifica si rende necessaria. In particolare, si fa riferimento al §8.3 delle NTC18 che affermano quanto segue: “[...] *la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dar luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:*

- *Nella costruzione sono presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;*
- *Siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento [...];*
- *Siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuto alle azioni sismiche di progetto.”*

Non sussistono, dunque, condizioni per cui si renda necessaria una verifica statica del sistema di fondazione.

In virtù di tutti gli interventi previsti, l’opera risulta quindi ADEGUATA.

Pieve di Soligo, 04.11.2022

Il Progettista
Ing. Michele Titton