

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE**

**LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 02C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 02C
RILOCALIZZAZIONE DELL'AUTOPORTO DI SUSÀ
DEPLACEMENT DE L'AUTOPORTO DE SUSE
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 682325367F**

**OPERE D'ARTE MINORI
ADEGUAMENTO OPERA PK-24-497
RELAZIONE DI CALCOLO**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	N.MORDA' (DoMo Studio)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
A	31/08/2017	Revisione a seguito commenti TELT Révision suite aux commentaires TELT	N.MORDA' (DoMo Studio)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
B	30/04/2018	Recepimento istruttoria validazione RINA Check	P.LESCÉ (MUSINET Eng.)	P.D'ALOISIO (MUSINET Eng.)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)

1	0	2	C	C	1	6	1	6	7	O	C	A	0	W	G
Lot Cos. Lot.Con.	Cantiere operativo/ Chantier de construction		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre			Tratto Tronçon	Parte Partie				

E	G	C	R	E	1	3	1	4	B
Fase Phase	Tipo documento Type de document	Oggetto Object	Numero documento Numéro de document			Indice Index			

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/INTÉGRATION SPÉCIALISTE**



Dott. Ing. Piero D'ALOISIO
Albo di Torino
N° 5193 S

SCALA / ÉCHELLE
-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI
Albo di Torino
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

SOMMAIRE / INDICE

1. PREMESSA	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3. DESCRIZIONE DELLE OPERE	7
3.1 Stato di fatto	7
3.2 Stato di progetto	7
3.3 Criteri di progettazione dell'allargamento. Variazioni rispetto al progetto definitivo	8
4. RILIEVO DELLE STRUTTURE ESISTENTI	9
4.1 Premessa	9
4.2 Rilievo geometrico e dei dettagli costruttivi	9
4.3 Caratteristiche meccaniche dei materiali	9
5. INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO.....	10
6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	10
6.1 Inquadramento geologico e parametri geotecnici.....	10
6.2 Caratterizzazione sismica dei terreni.....	11
7. SCHEMATIZZAZIONE DELLE STRUTTURE.....	12
7.1 Premessa.....	12
7.2 Caratteristiche dei materiali delle strutture esistenti	12
7.2.1 Conglomerato di classe di resistenza $R_{cm} = 25\text{Mpa}$	12
7.2.2 Conglomerato di classe di resistenza $R_{cm} = 35\text{Mpa}$	12
7.2.3 Conglomerato di classe di resistenza $R_{cm} = 55\text{Mpa}$	13
7.2.4 Jet grouting $R_{cm} = 8\text{Mpa}$	13
7.2.5 Acciaio da c.a. tipo $F_{eB}44\text{ k}$	14
7.2.6 Acciaio da carpenteria metallica $F_e 510$	14
7.3 Caratteristiche dei materiali delle nuove strutture.....	15
7.3.1 Conglomerato di classe di resistenza C45/55	15
7.3.2 Conglomerato di classe di resistenza C35/45	15
7.3.3 Conglomerato di classe di resistenza C32/40	15
7.3.4 Conglomerato di classe di resistenza C28/35	16
7.3.5 Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile.....	16
7.3.6 Acciaio per armatura da precompressione in trefoli.....	17
7.3.7 Acciaio da carpenteria metallica S355 (Rif. UNI EN 10025-2).....	17
7.3.8 Bulloni di classe 10.9 e dadi classe 10.0	17
7.3.9 Collegamenti in unioni saldate	17
7.3.10 Prescrizioni specifiche per le strutture prefabbricate	18
7.4 Azioni di progetto.....	20
7.4.1 Azioni gravitazionali	21
7.4.2 Sovraccarichi variabili da traffico sul terrapieno.....	22
7.4.3 Azioni variabili da traffico.....	22
7.5 Azioni sismiche	23
7.5.1 Vita nominale e periodo di riferimento	23
7.5.2 Spettri di progetto	24
7.6 Valore dell'ordinata spettrale di progetto.....	28
8. CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICI E STRUTTURALI.....	29
8.1 Premessa.....	29

8.2	Combinazioni di carico.....	29
8.3	Criteri di verifica per le sezioni in cemento armato	30
8.3.1	Verifiche SLU per tensioni normali per c.a.o.....	30
8.3.2	Verifiche SLU per tensioni tangenziali per c.a.....	30
8.4	Criteri di verifica per le sezioni in acciaio.....	30
8.4.1	Resistenza delle membrature	31
8.4.2	Verifiche SLU per tensioni normali	31
8.5	Verifica locale dei muri paraghiaia	32
8.6	Criteri di verifica del sistema con barre post-inserite.....	32
8.7	Criteri di calcolo per le opere geotecniche	36
8.7.1	Prescrizioni in zona sismica.....	37
8.7.2	Criterio di verifica della resistenza allo sfilamento dei tiranti (GEO).....	38
8.7.3	Calcolo portata micropali (GEO).....	39
8.7.4	Criterio di ripartizione azioni in fondazione.....	40
8.7.5	Criteri per il calcolo dei cedimenti	41
8.7.6	Spinta dei terreni per le verifiche sismiche.....	43
9.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	44
9.1	Calcoli automatici e descrizione della modellazione	44
9.2	Verifiche dell'impalcato	45
9.2.1	Premessa	45
9.2.2	Confronto tra le caratteristiche della sollecitazione.....	45
9.2.3	Verifica SLE nuova trave in c.a.p.....	48
9.2.4	Verifiche trave c.a.p. allo SLU	52
9.2.5	Verifica sezione di testata	54
9.2.6	Verifica soletta impalcato	58
9.2.7	Verifica nodo di base barriera e dimensionamento ancoraggi barriera	61
9.3	Verifica spalle e fondazioni.....	66
9.3.1	Ripartizione del carico sui pali	75
9.3.2	Verifica capacità portante micropali.....	78
9.3.3	Verifica fondazione per azioni sismiche.....	80
9.3.4	Azioni sui tiranti	80
9.3.5	Verifiche dei tiranti di ancoraggio	80
9.3.6	Verifica cedimenti fondazione.....	83
9.3.7	Verifica connettori spalla (SLU)	86
9.3.8	Verifica strutturale platea di fondazione.....	90
9.3.9	Verifica strutturale del fusto della nuova spalla (SLU).....	92
9.3.10	Verifiche del nuovo muro di risvolto (SLU).....	95
9.3.11	Verifiche del paraghiaia (SLU)	99
9.3.12	Verifiche del paraghiaia a SLE	102
9.3.13	Verifiche del paraghiaia: effetto tandem a tergo (STR-SLU).....	102
9.3.14	Verifiche a SLU.....	107
9.3.15	Verifiche a SLE	109
10.	VERIFICA RITEGNI SISMICI.....	111
10.1.1	Verifica elementi di ritegno.....	111
10.1.2	Descrizione del sistema di ritegno.....	111
10.1.3	Azioni sismiche trasmesse dall'impalcato	112
10.1.4	Criteri di verifica e capacità dei ritegni.....	113
10.1.5	Verifica ritegno trasversale di bordo	113
10.1.6	Verifica lamiera	114
10.1.7	Verifica tasselli su spalla.....	123

10.1.8	Verifica ritegni su travi.....	125
10.1.9	Verifica lamiera.....	125
10.1.10	Verifica lame su ala trave.....	125
10.1.11	Verifica lame su ala trave.....	130
10.1.12	Verifica lame di appoggio su spalla.....	136
10.1.13	Verifica tasselli su spalla.....	140
10.1.14	Verifica tasselli su ala trave.....	144
11.	CONCLUSIONI.....	152

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1-	Schema corsie convenzionali.....	22
Figura 2 -	Schemi di azioni variabili da traffico.....	23
Figura 3 –	Parametri e punti spettri di risposta orizzontale elastico allo SLV ($V_R=150$ anni).....	25
Figura 4 –	Grafico spettro di risposta elastico ($V_R=150$ anni).....	26
Figura 5 –	Parametri e punti spettro di progetto ($q = 1.5$) allo SLV ($V_R=150$ anni).....	27
Figura 6 –	Grafico spettro di progetto ($q = 1.5$) allo SLV ($V_R=150$ anni).....	28
Figura 7 –	Carichi da traffico su muri paraghiaia.....	32
Figura 8:	Schema di calcolo per la resistenza del bordo in presenza di armature (Sharma et. al 2012).....	33
Figura 9:	Taglio su connettori in bordo armato: somma contributi dei meccanismi resistenti (Sharma et. al 2012).....	33
Figura 10:	Prova di taglio su connettori in prossimità di bordo armato (Sharma et. al 2012).....	34
Figura 11:	Meccanismo di rottura di bordo armato (Sharma et. al 2012).....	34
Figura 12 –	Curve di trasferimento laterale e testa pali (Reese and O'Neill 1988).....	41
Figura 13 –	Curve di carico-cedimento micropali.....	41
Figura 14 –	Curve di carico-cedimento colonne in jetgrouting.....	42
Figura 15 –	Vista assonometrica del modello dell'impalcato nello stato di fatto.....	45
Figura 16 –	Vista assonometrica del modello dell'impalcato nello stato di progetto.....	45
Figura 17 –	Momento flettente (SLU) sulle travi esistenti in c.a.p nello stato di fatto.....	46
Figura 18 –	Momento flettente (SLU) sulle travi esistenti in c.a.p nello stato di progetto.....	47
Figura 19 –	Diagramma taglio agente – taglio resistente SLU sezione c.a.p.....	57
Figura 20 –	Modello FEM dettaglio per calcolo soletta.....	58
Figura 21 –	Geometria posizionamento micropali.....	76
Figura 22 –	Azioni agenti sui micropali [ton].....	77
Figura 23 –	Geometria dei tiranti.....	81
Figura 24 –	Modello FEM calcolo cedimenti micropali.....	83
Figura 25 –	spostamenti fondazione.....	84
Figura 26 –	Cedimenti limite (Piles and Pile foundations, Viaggiani, Mandolini, Russo 2012).....	85
Figura 27 –	Verifiche connettori.....	87
Figura 28 –	Modello Fem calcolo sollecitazioni muri risolto.....	95
Figura 29 –	Sezioni di verifica paraghiaia.....	99
Figura 30:	Azioni atergo del paraghiaia per effetto del carico tandem.....	104
Figura 31:	sollecitazione SLU SLE piano verticale paraghiaia.....	105
Figura 32:	Sollecitazioni SLU/SLE paraghiaia piano orizzz.....	106
Figura 33:	Sistema di ritegni sul semi-impalcato.....	112
Figura 34:	Vista laterale ritegno trasversale su spalla.....	114
Figura 35:	Vista superiore ritegno trasversale su spalla.....	114
Figura 36:	Vista modello FEM ritegno trasversale su spalla.....	115
Figura 37:	Deformata del modello FEM ritegno trasversale su spalla.....	116

Figura 38: Modello FEM ritegno trasversale su spalla per $F = 550 \text{ kN}$	117
Figura 39: Curva di equilibrio del sistema.....	118
Figura 40: Deformata del modello FEM ritegno trasversale su spalla	119
Figura 41 Dettaglio tensioni ideali su lame di trasferimento trave-ritegno	120
Figura 42: Dettaglio tensioni ideali su piatto centrale del sistema di lame trasferimento trave-ritegno	121
Figura 43: Dettaglio tensioni ideali su piatto di contrasto lato spalla.....	122
Figura 44: Geometria ritegno longitudinale su spalla.....	125
Figura 45: Vista del modello fisico del ritegno.....	126
Figura 46: Geometria ritegno longitudinale su spalla.....	127
Figura 47: Stato di tensione – tensioni ideali.....	128
Figura 48: Geometria ritegno longitudinale su spalla.....	129
Figura 49: Geometria ritegno longitudinale su trave in CAP	130
Figura 50: Modello 3D ritegno longitudinale su trave in CAP.....	132
Figura 51: Tensioni sulle lame del sistema di ritegno	133
Figura 52: : Tensioni sulle lame del sistema di ritegno	134
Figura 53: Tensioni sulle lame del sistema di ritegno	135
Figura 54: Geometria ritegno longitudinale su spalla – lamiera di appoggio.....	136
Figura 55: Geometria modello 3D	137
Figura 56: Tensioni sul piatto di contrasto.....	138
Figura 57: Tensioni sulle lame di appoggio del piatto di contrasto	139
Figura 58: Assi di riferimento per il calcolo della bullonatura.....	140
Figura 59: Eccentricità per il calcolo della bullonatura	141
Figura 60: Assi di riferimento per il calcolo della bullonatura.....	144
Figura 61: Eccentricità per il calcolo della bullonatura	145
Figura 62: Inserimento NSMB sull'ala della trave in CAP per armatura locale a flessione	148
Figura 63: Momenti indotti dal ritegno sull'ala della trave in CAP	148
Figura 64: Dettaglio momenti indotti dal ritegno sull'ala della trave in CAP.....	149
Figura 65: Armatura della trave esistente	151

LISTE DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 – Stratigrafia e parametri geotecnici	11
Tabella 2 – Coefficiente di amplificazione topografica.....	11
Tabella 3 - Limitazione tensioni	18
Tabella 4 – Parametri ritiro	19
Tabella 5 – Parametri fluage	20
Tabella 6 – Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità	31
Tabella 7 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno	36
Tabella 8 – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche dei pali.....	36
Tabella 9 – Coefficienti parziali γ_R per la resistenza degli ancoraggi	36
Tabella 10 – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali di fondazione in funzione del numero di verticali indagate.....	37
Tabella 11 – Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine	37
Tabella 12 – Confronto tra le sollecitazioni di taglio e momento flettente agenti sulle travi in c.a.p esistenti nello stato di fatto e di progetto	47

1. Premessa

Il presente elaborato è parte integrante del Progetto Definitivo del “Collegamento Lione – Torino – Rilocalizzazione dell’Autoporto di Susa”. L’intervento consiste nella rilocalizzazione dell’area dell’Autoporto e dell’area di servizio dall’attuale posizione, ubicata nel comune di Susa (TO), alla nuova, situata all’interno del territorio comunale di San Didero (TO).

In particolare, nella presente relazione di calcolo sono illustrate le scelte progettuali e le verifiche di sicurezza relative allo stato di fatto ed allo stato di progetto del sottopasso situato alla progressiva K 24+497 dell’Autostrada A32 Torino – Bardonecchia.

Il documento è stato redatto in osservanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008, utilizzando la metodologia di verifica agli Stati Limite.

2. Normativa di riferimento

Il presente documento è stato redatto in osservanza delle seguenti normative:

- **Legge 5 Novembre 1971 n. 1086** – “*Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica*” ;
- **Circolare LL.PP. 14 Febbraio 1974 n. 11951** – “*Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica – Istruzioni per l’applicazione*” ;
- **D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008** - “*Norme tecniche per le costruzioni*”;
- **Circolare LL.PP. 2 Febbraio 2009 n. 617-** *Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*
- **Eurocodice 7, EN 1997-1:2004** – “*Geotechnical design - Part 1: General rules*”.

3. Descrizione delle opere

3.1 Stato di fatto

Il sottopasso è costituito da due impalcati separati (uno per la carreggiata di discesa ed uno per quella di salita); essi presentano larghezza pari a 12.50 e luce di 22.00 m con schema statico di trave in semplice appoggio. Entrambi gli impalcati delle due carreggiate scaricano per ciascun lato su un'unica spalla mediante cuscinetti in neoprene con inclinazione di 21.6° rispetto alle due spalle. Il sistema di fondazione è costituito da colonne in pali jet grouting di 60 cm di diametro, di cui le file perimetrali risultano armate con tubi di acciaio.

Gli impalcati sono realizzati con travi prefabbricate a cassoncino con ala larga inferiore in c.a.p. affiancate poste ad interasse 2.00 m, con altezza di 1.05 m e spessore delle anime di 14.5 cm.

Le travi sono collegate da una soletta di 22 cm di spessore, gettata su coppelle autoportanti, e dai trasversi di testata.

Le spalle sono in calcestruzzo armato, con spessore del paramento di 1.40 m. La larghezza del plinto, alto 1.80 m, è di 6.50 m in retto nel senso longitudinale dell'impalcato e poggia su 5 file di colonne jet grouting disposte ad interasse di 1.30 m nel senso trasversale e di 1.70 m nella direzione normale all'asse dell'impalcato.

3.2 Stato di progetto

Gli interventi sul sottopasso situato alla progressiva K 24+497 rientrano nell'ambito del Progetto di Delocalizzazione dell'Autoporto di Susa ed in particolare riguardano gli interventi di adeguamento dell'attuale tracciato autostradale della A32 con la realizzazione di rampe di ingresso e di uscita per il nuovo Autoporto.

Per il sottopasso in oggetto è previsto un allargamento di 2.30 m in corrispondenza della spalla lato Torino e 2.80 m in corrispondenza di quella lato Bardonecchia dell'impalcato a servizio del senso di marcia in direzione Bardonecchia, necessario per la realizzazione della nuova rampe di uscita dalla A32.

Nel caso del sottopasso in oggetto, l'allargamento dell'impalcato comporta la necessità di allargare anche le spalle e le fondazioni; poiché ciò porta ad ottenere un organismo strutturale diverso dal precedente, si è reso necessario prevedere anche degli interventi di adeguamento sismico in quanto le colonne di jet grouting esistenti non sono risultate idonee a resistere alle azioni taglianti indotte dal sisma di progetto e gli appoggi in neoprene non sono in grado di trasmettere l'azione sismica alle sottostrutture. Pertanto sono stati previsti anche degli interventi atti ad eliminare tali criticità, consistenti nella disposizione di 10 tiranti passivi lungo lo sviluppo orizzontale del paramento e di ritegni sismici metallici.

Si rimanda agli elaborati grafici strutturali di progetto per un riscontro più accurato.

3.3 Criteri di progettazione dell'allargamento. Variazioni rispetto al progetto definitivo

Per l'allargamento è prevista la realizzazione di un'opera provvisoria a sostegno del rilevato a tergo spalla; tali opere sono dimensionate tenendo in conto la spinta del terreno e l'analisi di dettaglio è riportata nell'allegata relazione specialistica. Eseguita l'apertura dello scavo si prevedono le seguenti fasi

- Esecuzioni nuove palificazioni: si è scelta la tecnica dei micropali in alternativa alla soluzione prevista nel progetto definitivo. Data la necessità di effettuare l'intervento di intirantatura delle spalle esistenti, si è previsto l'uso della medesima macchina e quindi della fondazione su micropali. La soluzione consente di ripartire i nuovi carichi su più elementi di dimensioni ridotte. Il dimensionamento dei micropali è eseguito avendo come obiettivo la limitazione dei cedimenti differenziali tra la nuova porzione di spalla e la preesistente. Per cui è stato eseguito uno studio specifico, con i dati disponibili a livello geognostico, utilizzando l'approccio delle curve di trasferimento.
- La fondazione e la spalla sono eseguite per fasi, eliminando nella sequenza verticale i registri di travi di contrasto delle palancolate. Lungo il perimetro delle stesse, sono previste adeguate spinottature in grado di assorbire, per taglio, il differenziale di cedimento e di carico tra la nuova porzione di spalla e l'esistente.
- L'allargamento dell'impalcato, a differenza della soluzione del progetto definitivo, è previsto che sia realizzato con una trave in CAP del tipo a "V" con ala inferiore, avente cassero simile a quello già esistente. Ciò consente di mantenere rigidità flessionali analoghe e omologa tipologia strutturale dell'esistente.
- Il getto della soletta di impalcato a livello di calcolo è prevista, prudenzialmente, in un'unica soluzione, pertanto tutto il suo peso è stato considerato come carico di prima fase. Sono stati previsti per le armature di continuità della soletta anche gli effetti di ritiro della soletta al fine di garantire la statica della stessa anche sotto tale profilo.
- Per i ritegni sismici sono previsti due ordini di elementi:
 - o Elementi metallici posti sotto ogni trave, con un elemento di contrasto collocato in corrispondenza della spalla, in grado di funzionare in direzione assiale e trasversale realizzando in entrambi i sensi un vincolo unilaterale. Considerata la flessione dell'aletta delle travi per effetto delle azioni trasmesse da tali apparecchi, è previsto il rinforzo localizzato con la tecnica delle barre montate in superficie ("near surface mounted bar"). Si prevedono barre non sensibili ai fenomeni di ossidazione, considerato il ridottissimo copri ferro.
 - o Un elemento massiccio in acciaio è posto in corrispondenza della spalla esistente e dell'ultima trave di bordo. L'elemento ha un sensibile ridondanza per assorbire una rilevante quota delle azioni trasversale, in collaborazione con quelli posizionati tra le singole travi.

Sulla porzione in allargamento è realizzata una mensola in c.a. solidale con la spalle stessa, armata come mensola tozza.

4. Rilievo delle strutture esistenti

4.1 Premessa

La definizione della geometria della struttura, delle caratteristiche meccaniche dei materiali e l'individuazione di dimensioni e dettagli costruttivi degli elementi strutturali è avvenuta nel rispetto di quanto prescritto al paragrafo C8A.8.4 – Circolare n.617.

Pertanto si ritiene che il livello di conoscenza conseguito è quello massimo, LC3, cui corrisponde un fattore di confidenza FC=1.

Si indicano di seguito le modalità di svolgimento del rilievo delle strutture esistenti.

4.2 Rilievo geometrico e dei dettagli costruttivi

La geometria ed i dettagli costruttivi dell'opera nel suo stato attuale è stata desunta dai disegni costruttivi originali e mediante un rilievo visivo *in situ*. In particolare, è stato necessario individuare:

- dimensioni di tutti gli elementi strutturali;
- quantità, diametro e disposizione delle armature.

4.3 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Le caratteristiche meccaniche dei materiali, conglomerati ed acciaio, sono state definite a partire dalle indicazioni iniziali di progetto, come già indicato assunto nella fase di progetto definitivo, dei disegni di contabilità e dalle relazioni di collaudo statico.

A sostegno della bontà di tali indicazioni si riporta quanto asserito a pagina 9 della “Relazione e Certificato di Collaudo Statico” del sottopasso esistente, depositata presso il Servizio Opere Pubbliche e Difesa del Suolo della Regione Piemonte in data 29.05.1990 con Pratica n. 2222: “.....*I sottoscritti Collaudatori hanno preso visione dei certificati di prova sui materiali impiegati nella costruzione dell'opera in oggetto.....relativi ai calcestruzzi, agli acciai ordinari, e a quelli pretesi; sono stati pure visionati i documenti ufficiali di qualifica all'origine relativi ai materiali impiegati nella costruzione dell'opera. Da tutti questi documenti si rileva come le modalità di prelievo e i risultati sperimentali ottenuti in ordine alle caratteristiche dei calcestruzzi, dell'acciaio ordinario e dei trefoli di acciaio preteso siano conformi con le norme vigenti; i valori caratteristici determinati sono risultati inoltre uguali o superiori ai valori minimi richiesti in sede di progetto.*”.

5. Interventi di adeguamento sismico

Il sottopasso oggetto della presente relazione tecnica è interessato da interventi di allargamento delle strutture costituenti le spalle e l'impalcato della correggiata che si percorre con senso di marcia verso Bardonecchia (salita). Per tali tipologie di interventi è risultato necessario adeguare sismicamente le strutture costituenti il sottopasso al fine di adempiere alle prescrizioni del paragrafo 8.4.1.b - NTC che obbliga alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario (come nel caso in oggetto), all'adeguamento sismico quando il progetto preveda di “*ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione*”.

Pertanto la valutazione della sicurezza è stata finalizzata a verificare che la struttura, a seguito dell'intervento, sia in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, con il grado di sicurezza richiesto dalle stesse.

6. Caratterizzazione geotecnica dei terreni

6.1 Inquadramento geologico e parametri geotecnici

L'area di progetto è situata nella bassa Valle di Susa e ricade nel comune di San Didero (TO). L'intervento di Delocalizzazione dell'Autoporto nell'area di San Didero prevede, oltre alla realizzazione di due edifici destinati a posto di controllo ed area di servizio e la realizzazione di aree di sosta per mezzi pesanti, una serie di interventi di adeguamento del tracciato autostradale con la realizzazione in viadotto delle rampe di ingresso e di uscita dall'autostrada A32 Torino-Bardonecchia.

Per una completa descrizione dell'area si rimanda alla Relazione geologico-geotecnica (Elaborato PD2-C3A-MUS-1200-0-PA-NOT). In sintesi, l'area è impostata sui depositi quaternari della Dora Riparia che scorre nelle immediate vicinanze. Dalle analisi delle stratigrafie dei sondaggi realizzati si evince che si tratta di sedimenti prevalentemente medio-grossolani costituiti da ghiaie e ghiaie ciottolose in matrice sabbiosa o sabbioso-limosa, passanti localmente a sabbie limose con ghiaia e locali ciottoli. Il basamento roccioso, che non viene raggiunto dalle opere in progetto, è costituito dai litotipi appartenenti all'Unità tectometamorfica del Dora-Maira.

In base alle unità litostratigrafiche individuate ed in base ai risultati delle prove in foro e di laboratorio realizzate, è stato possibile riconoscere nell'area di studio quattro unità geotecniche fondamentali:

- *unità geotecnica UG1*: comprende l'orizzonte di potenza variabile di terreno di riporto di tipo prevalentemente ghiaioso-ciottoloso con subordinata sabbia limosa;
- *unità geotecnica UG2*: corrispondente ai depositi prevalentemente costituiti da sabbia e sabbia limosa con ghiaia e rari ciottoli presenti localmente nei primi metri al di sotto dei terreni dell' UG1;
- *unità geotecnica UG3*: è l'unità dominante e comprende i depositi più grossolani rappresentati da ghiaie con ciottoli in matrice sabbiosa o sabbioso-limosa caratterizzati da un grado di addensamento da medio ad alto;
- *unità geotecnica UG4*: è costituita da depositi più fini limoso-sabbiosi con subordinata ghiaia. Tali terreni formano livelli discontinui di potenza ridotta (mediamente metrica) intercalati all'interno dei litotipi dell'unità sopradescritta a partire da circa 15m di profondità.

Nei calcoli geotecnici riportati nella presente relazione sono utilizzati i valori riportati nella seguente tabella, desunta dalle indagini geognostiche eseguite.

Stratigrafia		Modello Geotecnico "A"				Falda	3.4 m
z_{progr} [m]		UG	g'_k [kg/mc]	j'_k [°]	c' [kg/cm ²]	Descrizione	NSPT
p.c.	0.00	1	1800	23	0	Riporto	15
0	3.00	3	2100	30	0	ghiaia in matrice sabbioso-limoso	43
0	10.50	2	1900	25	0	sabbia con ghiaia	15
0	16.40	4	1900	21	0	limi sabbiosi con ghiaia	8
0	17.00	3	2100	30	0	ghiaia in matrice sabbioso-limoso	43
0	22.10	4	1900	21	0	limi sabbiosi con ghiaia	8
0	24.00	3	2100	30	0	ghiaia in matrice sabbioso-limoso	43

Tabella 1 – Stratigrafia e parametri geotecnici

Per il terreno di riporto, costituente il rilevato a tergo delle spalle, si è considerato:

peso per unità di volume

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

angolo di attrito di calcolo

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

coesione

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

La falda è considerata a 3.4 m dall'attuale piano campagna.

6.2 Caratterizzazione sismica dei terreni

Con riferimento al sottosuolo nell'area di progetto, la caratterizzazione ai fini della valutazione della risposta sismica locale è stata effettuata in fase di progettazione mediante indagini geofisiche in grado di stimare la distribuzione delle onde di taglio nei primi 30 m. In particolare, come ampiamente descritto nella Relazione geologico-geotecnica, sono state effettuate indagini di tipo Tomografiche elettriche, Down-hole e MASW che hanno permesso di classificare il sottosuolo come di categoria B, ossia "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina)"

Con riferimento all'amplificazione dell'azione sismica per effetto della categoria topografica espressa dal coefficiente S_T , si adotta il seguente coefficiente:

Categoria	Caratteristica della sup. topografica	S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$	1.0

Tabella 2 – Coefficiente di amplificazione topografica

Ne consegue che i valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s e C_c sono pari a:

$$S_s = 1.198$$

$$C_c = 1.430$$

7. Schematizzazione delle strutture

7.1 Premessa

Nel presente paragrafo vengono riportate, nell'ordine, le caratteristiche dei materiali adottati e di quelli esistenti, l'analisi dei carichi ed il calcolo delle forze sismiche.

7.2 Caratteristiche dei materiali delle strutture esistenti

Si riportano di seguito i valori medi delle resistenze dei materiali costituenti le strutture esistenti, desunti secondo le modalità indicate nei paragrafi precedenti.

Si evidenzia che, in accordo con le indicazioni della Tabella C8.4 – Circolare n.617, per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti divise per i fattori di confidenza e per il calcolo di quella degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza. Pertanto, nel caso in esame, avendo potuto ottenere un fattore di confidenza unitario, i valori medi di resistenza dei materiali delle strutture esistenti saranno ridotti, dove necessario, soltanto mediante i classici coefficienti parziali di sicurezza.

Solo per quanto riguarda il valore della resistenza del materiale costituente le colonne di jet grouting, che è stato desunto da prove eseguite sulle fondazioni di altri viadotti della A32 in cui sono presenti sovrastrutture fondate mediante tale tecnologia, si considera un Livello di conoscenza LC1, a cui corrisponde un fattore di confidenza $FC = 1.35$.

7.2.1 Conglomerato di classe di resistenza $R_{cm} = 25\text{Mpa}$

(per le spalle ed i plinti)

Modulo elastico medio	$E_c = 27386$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$	
Resistenza media cubica a compressione	$R_{cm} = 25$	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 20.75$	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 2.27$	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 2.72$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione (Dutt.)	$f_{cd} = 20.75$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione (Frag.)	$f_{cd} = 13.83$	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.51$	MPa
Resistenza tang. media di aderenza	$f_{bm} = 5.10$	MPa
Resistenza tang. di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 3.40$	MPa

7.2.2 Conglomerato di classe di resistenza $R_{cm} = 35\text{Mpa}$

(per soletta e trasversi dell'impalcato)

Modulo elastico medio	$E_c = 30295$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$	
Resistenza media cubica a compressione	$R_{cm} = 35$	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 29.05$	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 2.83$	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 3.40$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione (Dutt.)	$f_{cd} = 29.05$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione (Frag.)	$f_{cd} = 19.37$	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.89$	MPa
Resistenza tang. media di aderenza	$f_{bm} = 6.38$	MPa
Resistenza tang. di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 4.25$	MPa

7.2.3 Conglomerato di classe di resistenza $R_{cm} = 55\text{Mpa}$

(per travi prefabbricate dell'impalcato)

Modulo elastico medio	$E_c = 34694$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$	
Resistenza media cubica a compressione	$R_{cm} = 55$	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 45.65$	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 3.83$	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 4.60$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione (Dutt.)	$f_{cd} = 45.65$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione (Frag.)	$f_{cd} = 30.43$	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 2.55$	MPa
Resistenza tang. media di aderenza	$f_{bm} = 8.62$	MPa
Resistenza tang. di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 5.75$	MPa

7.2.4 Jet grouting $R_{cm} = 8\text{Mpa}$

(per colonne di jet grouting)

Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$	
Fattore di confidenza	$FC = 1.35$	
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 8.0$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 3.95$	MPa

7.2.5 Acciaio da c.a. tipo $F_{eB}44 k$ *(per barre e reti di diametro $6.0\text{mm} \leq \varnothing \leq 26.0\text{mm}$)*

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$	
Tensione media di snervamento	$f_{ym} = 430$	MPa
Tensione media di rottura	$f_{tm} = 540$	MPa
Resistenza di calcolo (Dutt.)	$f_{yd} = 430$	MPa
Resistenza di calcolo (Frag.)	$f_{yd} = 374$	MPa

7.2.6 Acciaio da carpenteria metallica $F_e 510$ *(per tubolari di armatura jet-grouting)*

Modulo elastico convenzionale	$E_s = 210000$	MPa
Modulo elasticità trasversale	$G = 80769$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$	
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.05$	
Tensione di snervamento	$f_{ym} = 355$	MPa
Tensione di rottura	$f_{tm} = 510$	MPa
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 338.1$	MPa

7.3 Caratteristiche dei materiali delle nuove strutture

7.3.1 Conglomerato di classe di resistenza C45/55

(trave c.a.p.)

Modulo elastico	$E_c = 36416$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$	
Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 55$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 45.65$	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 53.65$	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 3.83$	MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 2.68$	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 4.60$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 25.87$	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.79$	MPa
Resistenza tang. caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 6.04$	MPa
Resistenza tang. di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 4.02$	MPa

7.3.2 Conglomerato di classe di resistenza C35/45

(per le solette degli impalcati in sistema misto acciaio-calcestruzzo)

Modulo elastico	$E_c = 34625$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$	
Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 45$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 37.35$	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 45.35$	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 3.35$	MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 2.34$	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 4.02$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 21.16$	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.56$	MPa
Resistenza tang. caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 5.26$	MPa
Resistenza tang. di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 3.51$	MPa

7.3.3 Conglomerato di classe di resistenza C32/40

(per gli allargamenti delle spalle)

Modulo elastico	$E_c = 33643$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$	
Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 40$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 33.20$	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 41.20$	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 3.10$	MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 2.17$	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 3.72$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 18.81$	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.45$	MPa
Resistenza tang. caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 4.88$	MPa
Resistenza tang. di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 3.25$	MPa

7.3.4 Conglomerato di classe di resistenza C28/35

(per le strutture di fondazione)

Modulo elastico	$E_c = 32588$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$	
Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 35$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 29.05$	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 37.05$	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 2.83$	MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 1.98$	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 3.40$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 16.46$	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.32$	MPa
Resistenza tang. caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 4.45$	MPa
Resistenza tang. di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.97$	MPa

7.3.5 Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile

(per barre e reti di diametro $6.0\text{mm} \leq \varnothing \leq 40.0\text{mm}$)

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$	MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540$	MPa
Allungamento	$A_{gtk} \geq 7.5\%$	

Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$	MPa
-----------------------	----------------	-----

7.3.6 Acciaio per armatura da precompressione in trefoli

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$	
Tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} \geq 1860$	MPa
Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale	$f_{p(1)k} \geq 1670$	MPa
Allungamento	$A_{gtk} \geq 3.5 \%$	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 1452$	MPa

7.3.7 Acciaio da carpenteria metallica S355 (Rif. UNI EN 10025-2)

(per piatti e profilati metallici costituenti i tiranti)

Modulo elastico (convenzionale)	$E_s = 210000$	MPa
Modulo elasticità trasversale	$G = 80769$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$	
Tensione di snervamento	$f_{yk} = 355$	MPa
Tensione di rottura	$f_{tk} = 510$	MPa

7.3.8 Bulloni di classe 10.9 e dadi classe 10.0

Tensione di rottura (UNI 3740)	$f_{tb} = 1000$	MPa
Tensione di snervamento (UNI 3740)	$f_{yb} = 900$	MPa

7.3.9 Collegamenti in unioni saldate

Le saldature di elementi in acciaio devono essere effettuate con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063/2001. Tutti i procedimenti di saldatura, (manuali, semiautomatici, automatici o robotizzati) dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 15614-1/2005. Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011/2005 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. La preparazione dei lembi dovrà essere eseguita secondo la norma UNI EN ISO 9692-1/2005.

7.3.10 Prescrizioni specifiche per le strutture prefabbricate

Calcestruzzo

Per le strutture prefabbricate precomprese sono riportate le prescrizioni aggiuntive necessarie per gli specifici aspetti dei manufatti.

Controllo tensioni							
Calcestruzzo allo scassero	C 32 / 40						
Calcestruzzo esercizio	C 45 / 55						
Calcestruzzo allo scassero							
$R_{ckj} =$	450 kg/cm ²					$\gamma_c =$	1.5
$f_{ckj} =$	374 kg/cm ²					$\alpha_{cc} =$	0.85
$\sigma_{cj} =$	261.5 kg/cm ²			compressione		$k =$	0.70 f_{ck}
$\sigma_{ct} =$	23.5 kg/cm ²	n.p.		trazione			
Calcestruzzo esercizio							
$R_{ck} =$	550 kg/cm ²					$\gamma_c =$	1.5
$f_{ck} =$	457 kg/cm ²					$\alpha_{cc} =$	0.85
$\sigma_{c1} =$	273.9 kg/cm ²	caratteristica		compressione		$k =$	0.60 f_{ck}
$\sigma_{c2} =$	205.4 kg/cm ²	quasi perm.		compressione		$k =$	0.45 f_{ck}
$\sigma_{ct} =$	38.3 kg/cm ²	caratteristica		trazione			

Tabella 3 - Limitazione tensioni

Coefficiente di omogeneizzazione soletta-trave prefabbricata

Ai fini del calcolo delle tensioni si considererà, in modo cautelativo, la differenza tra il getto della cappa collaborante e della trave prefabbricata, per tenere in conto le differenze di qualità dei due getti. Pertanto si considera come coefficiente di omogeneizzazione del getto in opera a c.a.p. il rapporto tra i moduli elastici previsti dalla norma $m = E_c/E_{cap}$

I coefficienti per il calcolo delle cadute di tensione saranno assunti come di seguito indicato

Coefficiente per cadute di ritiro

Per il fluage si adotta la formulazione prevista dal DM14/1/2008

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}$$

ε_{ca} = ritiro autogeno

ε_{cd} = ritiro per essiccamento

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento è:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{c0} \quad (11.2.7)$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

Tabella 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tabella 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Tabella 4 – Parametri ritiro

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\varepsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \text{ con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2$$

Coefficiente per cadute di fluage

Con riferimento al §11.2.10.7 del DM14/1/2008 si ha

$$\varepsilon_{cv} = \varphi(t_0, \infty) \varepsilon_{ccl}$$

Il coefficiente $\varphi(t_0, \infty)$ si ottiene per interpolazione dalla tabella fornita dalla normativa

Tabella 11.2.VI – Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tabella 5 – Parametri fluage

A= Area della sezione

u = Perimetro della sezione

Assunto $t_0 = 3-7$ giorni per la messa in carico, ed interpolando linearmente tra i valori forniti dalla norma si ha il valore cercato del coefficiente di proporzionalità.

Trefoli			
f_{tpk}	1860 N/mm ²	Tensione caratteristica di rottura	= 18600 kg/cm ² §11.3.3.2
$f_{p(1)k}$	1670 N/mm ²	Tensione caratteristica all'1% di deformazione tot.	= 16700 kg/cm ² §11.3.3.2

LIMITAZIONI TENSIONI			
SCASSERO			
$\sigma_{spi} \leq$	1488 N/mm ²	Tensione limite trefoli alla tesatura	= 14880 kg/cm ² §4.1.8.1.5
ESERCIZIO			
$\sigma_{sp} \leq$	1336 N/mm ²	Tensione limite trefoli	= 13360 kg/cm ² §4.1.8.1.5

Cadute di tensione per rilassamento

In assenza di dati sperimentali afferenti al lotto considerato, la caduta di tensione $\Delta\sigma$ per rilassamento al tempo t ad una temperatura di 20 °C può assumersi pari ai valori calcolati con le seguenti formule

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{0,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad \text{per Classe 2}$$

$$\rho_{1000} = 2.5$$

$$\mu = 0.76$$

$$\text{Per } t = 500000h \rightarrow \Delta\sigma/\sigma_{pi} = 4.6\%.$$

Coefficiente di omogeneizzazione $n = 6$

7.4 Azioni di progetto

I valori delle azioni di seguito assunti, sono stati considerati come valori caratteristici nelle verifiche agli stati limite. Si riportano di seguito le analisi dei carichi unitari applicati alle membrature costituenti la struttura.

Le azioni di progetto, in accordo con quanto prescritto dal D.M. 18.01.2008, vengono di seguito elencate:

7.4.1 Azioni gravitazionali

Peso proprio elementi strutturali in c.a. ed acciaio

Calcestruzzo ordinario armato	25.00 kN/m ³
Calcestruzzo ordinario armato – soletta esistente	25.00 kN/m ³
Calcestruzzo ordinario armato – nuova soletta	25.00 kN/m ³
Acciaio da carpenteria metallica	78.50 kN/m ³

Nel dettaglio, i carichi per peso proprio delle spalle sono automaticamente determinati dal programma di analisi strutturale in funzione delle geometrie degli elementi e del peso specifico del cls ad essi associato.

Impalcato esistente in c.a.p.

Permanenti strutturali

- Soletta collaborante in cls:
 $0.25 \text{ m} * 25.0 \text{ kN/m}^3 = 6.25 \text{ kN/m}^2$
- Trave prefabbricata:
 $0.643 \text{ m}^2 * 25.0 \text{ kN/m}^3 = 16.07 \text{ kN/m}$
- Coppelle:
 $0.04 \text{ m} * 25.0 \text{ kN/m}^3 = 1 \text{ kN/m}$
- Trasversi:
 $0.42 \text{ m}^2 * 25.0 \text{ kN/m}^3 = 21 \text{ kN}$

Permanenti portati

- Pavimentazione:
3 kN/m²
- Guard-rail:
1.00 kN/m
- Cordoli:
 $0.70 \text{ m} * 0.3 \text{ m} * 25.0 \text{ kN/m}^3 = 5.25 \text{ kN/m}$

Allargamento impalcato

Permanenti strutturali

- Soletta collaborante in cls:
 $0.3 \text{ m} * 25.0 \text{ kN/m}^3 = 7.5 \text{ kN/m}$
- Trave cap:
 $0.70 \text{ m}^2 * 25 = 17.5 \text{ kN/m}$

Permanenti portati

- Pavimentazione:
3.00 kN/m²
- Guard-rail:
1.00 kN/m = 1.00 kN/m
- Cordoli:
 $0.7 \text{ m} * 0.3 \text{ m} * 25.0 \text{ kN/m}^2 = 5.25 \text{ kN/m}$
- Velette:
 $0.8 \text{ m} * 0.08 \text{ m} * 25.0 \text{ kN/m}^2 = 1.6 \text{ kN/m}$

7.4.2 Sovraccarichi variabili da traffico sul terrapieno

Per il sovraccarico variabile tenuto in conto sulla sommità del terrapieno si rimanda alle note al § 9.3.13 per la determinazione del carico uniforme equivalente.

7.4.3 Azioni variabili da traffico

Ai fini della determinazione degli effetti prodotti dalle azioni variabili da traffico, le norme vigenti stabiliscono che l'asse viario di 1^a Categoria venga suddiviso in corsie convenzionali di larghezza pari a 3 m, ed un'area rimanente.

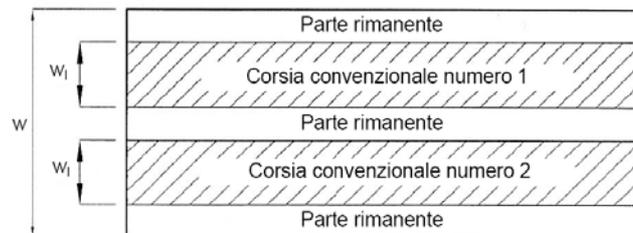


Figura 1- Schema corsie convenzionali

La posizione e la numerazione delle corsie è stata determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. I carichi da considerare per ponti di 1^a Categoria sono quelli indicati dalla normativa vigente e schematizzati nel modo seguente:

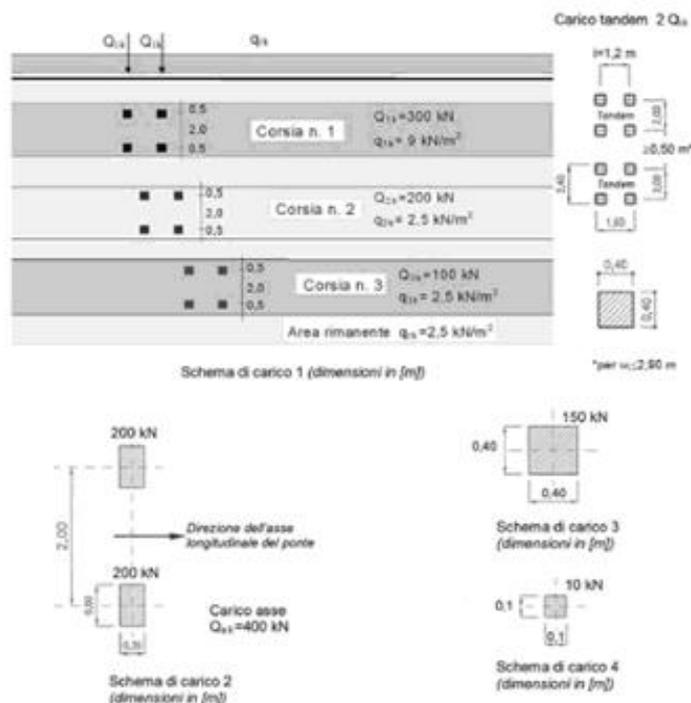


Figura 2 - Schemi di azioni variabili da traffico

Sono stati applicati i carichi definiti dagli Schemi di carico 1-5 così come indicato al paragrafo 5.1.3.3.3 – NTC.

7.5 Azioni sismiche

7.5.1 Vita nominale e periodo di riferimento

Per la struttura in oggetto, si assume la vita nominale utile pari a $V_N = 75$ anni, trattandosi di un'opera esistente ordinaria di importanza normale.

Ai fini della valutazione delle azioni sismiche, e con riferimento alle conseguenze di un'improvvisa interruzione di operatività o di un eventuale collasso, è stato assunto che la struttura in esame appartenga alla Classe IV. In base alla classe d'uso, è stato definito un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$, mediante il quale si perviene alla definizione del periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 150$ anni.

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , sono stabilite dalla norma in funzione dei differenti stati limite; per lo *SLV* si ha $P_{VR} = 10\%$.

In funzione dei valori del periodo di riferimento V_R e della probabilità di superamento P_{VR} , si definisce il periodo di ritorno T_R mediante la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 1424 \text{anni (SLV)}$$

La struttura in oggetto ricade nel comune di San Didero (TO), cui sono assegnati, nella mappatura di microzonazione sismica, i seguenti valori dei parametri di pericolosità sismica relativi allo *SLV*:

7.5.2 Spettri di progetto

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare per le componenti orizzontali è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule precedenti η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Il valore di q da utilizzare per ciascuna direzione orizzontale dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale.

Per la struttura in esame è stato assunto $q=1.5$ coerentemente con quanto prescritto al paragrafo 7.9.5.6.2 – *NTC* per quanto riguarda l'analisi in direzione longitudinale delle spalle da ponte fisse.

Si riportano di seguito lo spettro elastico e di progetto allo *SLV* calcolati per $V_R=150$ anni.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.185 g
F_o	2.508
T_c	0.275 s
S_s	1.200
C_c	1.424
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.130 s
T_C	0.391 s
T_D	2.340 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.222
T_B ←	0.130	0.557
T_C ←	0.391	0.557
	0.484	0.450
	0.577	0.378
	0.670	0.326
	0.763	0.286
	0.855	0.255
	0.948	0.230
	1.041	0.209
	1.134	0.192
	1.227	0.178
	1.320	0.165
	1.412	0.154
	1.505	0.145
	1.598	0.136
	1.691	0.129
	1.784	0.122
	1.876	0.116
	1.969	0.111
	2.062	0.106
	2.155	0.101
	2.248	0.097
T_D ←	2.340	0.093
	2.419	0.087
	2.498	0.082
	2.577	0.077
	2.657	0.072
	2.736	0.068
	2.815	0.064
	2.894	0.061
	2.973	0.058
	3.052	0.055
	3.131	0.052
	3.210	0.050
	3.289	0.047
	3.368	0.045
	3.447	0.043
	3.526	0.041
	3.605	0.039
	3.684	0.038
	3.763	0.037
	3.842	0.037
	3.921	0.037
	4.000	0.037

Figura 3 – Parametri e punti spettri di risposta orizzontale elastico allo SLV ($V_R=150$ anni)

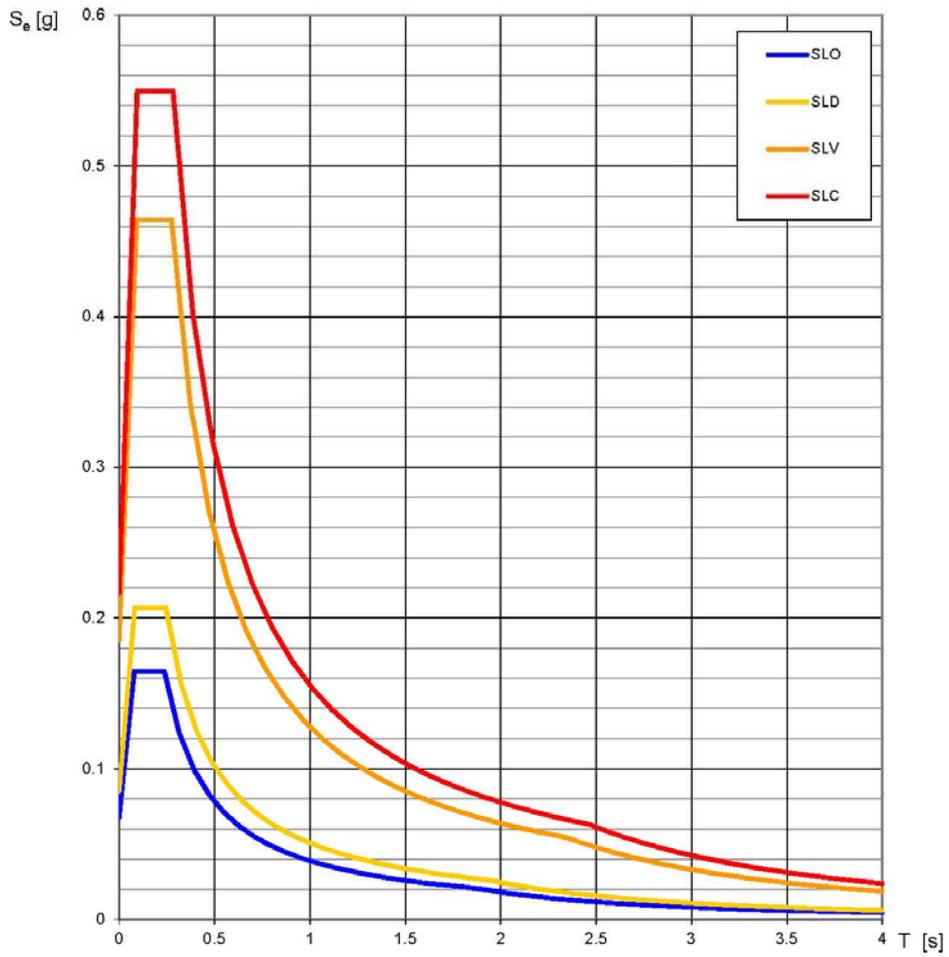
Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

Figura 4 – Grafico spettro di risposta elastico ($V_R=150$ anni)

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.185 g
F_o	2.508
T_c	0.275 s
S_S	1.200
C_C	1.424
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.200
η	0.667
T_B	0.130 s
T_C	0.391 s
T_D	2.340 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.222
T_B ←	0.130	0.371
T_C ←	0.391	0.371
	0.484	0.300
	0.577	0.252
	0.670	0.217
	0.763	0.191
	0.855	0.170
	0.948	0.153
	1.041	0.140
	1.134	0.128
	1.227	0.119
	1.320	0.110
	1.412	0.103
	1.505	0.097
	1.598	0.091
	1.691	0.086
	1.784	0.082
	1.876	0.077
	1.969	0.074
	2.062	0.071
	2.155	0.067
	2.248	0.065
T_D ←	2.340	0.062
	2.419	0.058
	2.498	0.055
	2.577	0.051
	2.657	0.048
	2.736	0.045
	2.815	0.043
	2.894	0.041
	2.973	0.039
	3.052	0.037
	3.131	0.037
	3.210	0.037
	3.289	0.037
	3.368	0.037
	3.447	0.037
	3.526	0.037
	3.605	0.037
	3.684	0.037
	3.763	0.037
	3.842	0.037
	3.921	0.037
	4.000	0.037

Figura 5 – Parametri e punti spettro di progetto ($q = 1.5$) allo SLV ($V_R = 150$ anni)

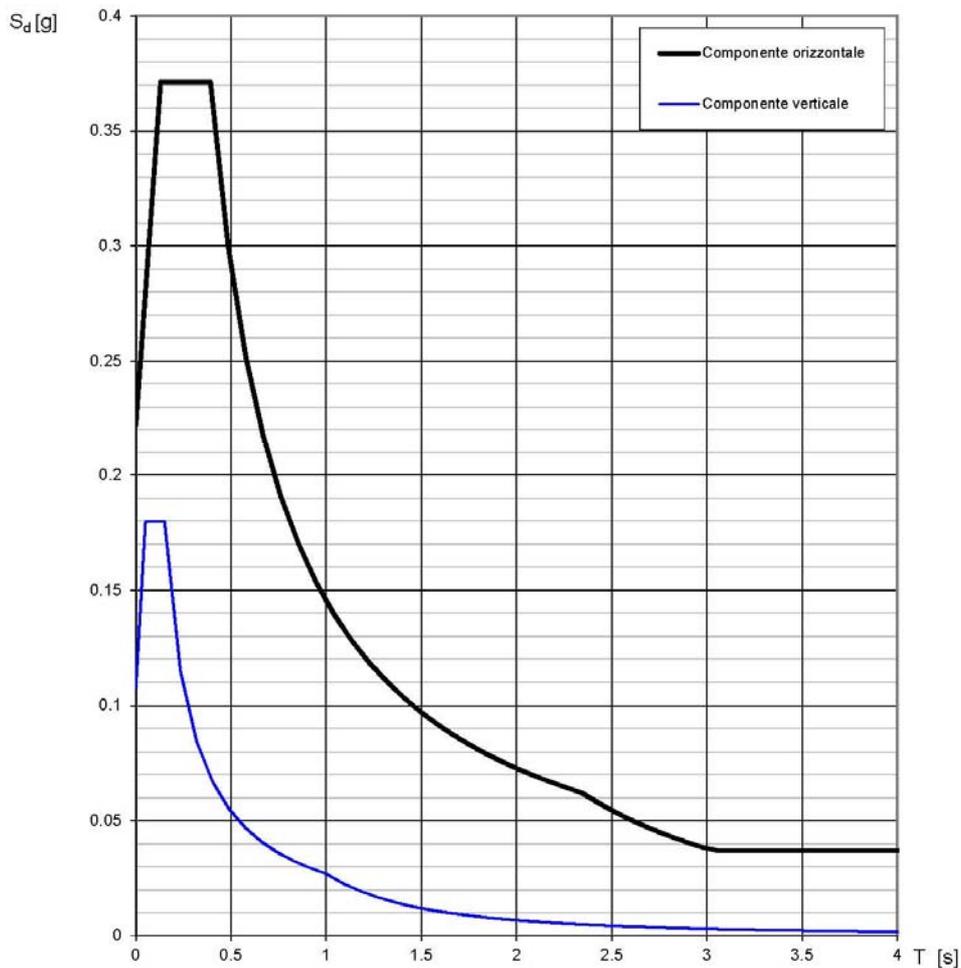
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

Figura 6 – Grafico spettro di progetto ($q = 1.5$) allo SLV ($V_R=150$ anni)

7.6 Valore dell'ordinata spettrale di progetto

Sia per lo stato di fatto che di progetto dell'opera, in accordo col paragrafo 7.9.5.6.2 – NTC è stato utilizzato, per l'azione sismica diretta ortogonalmente all'asse dell'impalcato, il valore dello spettro di progetto della componente di accelerazione orizzontale corrispondente ad un periodo del modo di vibrare fondamentale pari a zero, ossia $S_d(T=0) = 0.222g$

Nello stato di progetto in direzione longitudinale, per la presenza dei tiranti, il sistema spalla – terreno retrostante – terreno di fondazione oscillano monoliticamente e pertanto le forze d'inerzia di progetto si possono determinare considerando un'accelerazione pari ad $a_g * S = 0.222g$.

8. Criteri di verifica geotecnici e strutturali

8.1 Premessa

In generale, per ogni stato limite deve essere verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d rappresenta l'insieme amplificato delle azioni agenti, ed R_d l'insieme delle resistenze, queste ultime corrette in funzione della tipologia del metodo di approccio al calcolo eseguito, della geometria del sistema e delle proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni in uso.

A seconda dell'approccio perseguito, sarà necessario applicare dei coefficienti di sicurezza o amplificativi, a secondo si tratti del calcolo delle caratteristiche di resistenza o delle azioni agenti.

Nei seguenti paragrafi si riportano le combinazioni di carico da considerare per le varie verifiche ed i criteri utilizzati per le verifiche geotecniche e strutturali

8.2 Combinazioni di carico

Tutte le condizioni di carico elementari di carico possono essere raggruppate nei seguenti gruppi di condizioni:

G_1 : azioni dovute al peso proprio e ai carichi permanenti strutturali;

G_2 : azioni dovute ai carichi permanenti non strutturali;

P : azioni dovute ai carichi di precompressione;

Q_{ik} : azioni dovute ai sovraccarichi accidentali;

E : azioni dovute ai carichi sismici orizzontali e verticali.

Secondo quanto previsto dalle NTC 2008, allo Stato Limite Ultimo si considerano tutte le combinazioni:

– non sismiche del tipo: $F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q [Q_{lk} + \sum(\Psi_{0i} \cdot Q_{ik})]$

– sismiche del tipo: $F_d = G_1 + G_2 + P_k + E + [\sum(\Psi_{2i} \cdot Q_{ik})]$

essendo:

$\Psi_{2i} = 0$ nel caso di sovraccarichi stradali.

I parametri γ e Ψ sono desunti dalle tabelle 5.1.V e 5.1.VI delle NTC 2008.

8.3 Criteri di verifica per le sezioni in cemento armato

8.3.1 Verifiche SLU per tensioni normali per c.a.o.

Allo Stato Limite Ultimo le verifiche per tensioni normali vengono condotte confrontando per ogni sezione le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza secondo la relazione:

$$M_{rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

M_{rd} è il valore di calcolo del momento resistente associato a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

8.3.2 Verifiche SLU per tensioni tangenziali per c.a.

La verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio viene condotta, in assenza di armature trasversali a taglio secondo le relazioni:

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

$$V_{Rd} = [0.18 k (100 \rho_l f_{CK})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

dove

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

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{CK}^{1/2}$$

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm)

d è l'altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ è il rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.2)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{Cd}$)

Nel caso in cui siano presenti armature trasversali a taglio le verifiche vengono condotte secondo le relazioni:

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

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

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw} / s f_{yd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sin \alpha \text{ (resistenza armature trasversali)}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{Cd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta) \text{ (resistenza puntone compresso)}$$

dove

$$1 \leq \cotg \theta \leq 2.5$$

(θ inclinazione dei puntoni compressi in cls rispetto asse trave)

A_{sw} = area dell'armatura trasversale

s è il passo armature trasversali

α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

f'_{Cd} è la resistenza a compressione ridotta del cls d'anima ($f'_{Cd} = 0.5 f_{Cd}$)

α_c è il coefficiente maggiorativo pari a:

1 per membrature non compresse

$1 + \sigma_{cp} / f_{Cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 f_{Cd}$

1.25 per $0.25 f_{Cd} \leq \sigma_{cp} < 0.5 f_{Cd}$

$2.5 (1 - \sigma_{cp} / f_{Cd})$ per $0.5 f_{Cd} \leq \sigma_{cp} < f_{Cd}$

8.4 Criteri di verifica per le sezioni in acciaio

8.4.1 Resistenza delle membrature

La resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = R_k / \gamma_M$$

dove

R_k è il valore caratteristico della resistenza della membratura rispetto ai vari meccanismi di crisi, determinata a partire dai valori di resistenza dei materiali riportati nei precedenti paragrafi e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione;

γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato, che assume i valori riportati nella seguente tabella.

STRUTTURE IN ACCIAIO	
Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0}=1.05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1}=1.05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1}=1.10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (forate)	$\gamma_{M2}=1.25$

Tabella 6 – Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

8.4.2 Verifiche SLU per tensioni normali

- Membrature soggette a sola trazione

In generale per la verifica allo Stato Limite Ultimo per trazione pura deve essere rispettata la relazione:

$$N_{Ed} \leq N_{t, Rd}$$

dove

N_{Ed} è l'azione assiale di calcolo

$N_{t, Rd}$ è la resistenza di calcolo a trazione che, per membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati, si assume pari al valore minimo tra:

$$N_{pl, Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (\text{resistenza plastica della sezione lorda})$$

$$N_{u, Rd} = 0.9 A_{net} f_{tk} / \gamma_{M2} \quad (\text{resistenza a rottura della sezione netta in corrispondenza dei fori per i collegamenti})$$

In presenza di azioni sismiche, per il rispetto della gerarchia delle resistenze, deve risultare:

$$N_{pl, Rd} \leq N_{u, Rd}$$

- Membrature soggette a sola compressione

La verifica allo Stato Limite Ultimo per compressione pura viene condotta secondo la relazione:

$$N_{Ed} \leq N_{c, Rd}$$

dove

N_{Ed} è la forza di compressione di calcolo

$N_{c, Rd}$ è la resistenza di calcolo a compressione della sezione da assumere pari a:

$$N_{c, Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (\text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3})$$

$$N_{c, Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (\text{per le sezioni di classe 4})$$

- Membrature soggette a taglio

La verifica allo Stato Limite Ultimo per compressione pura viene condotta secondo la relazione:

$$V_{Ed} \leq V_{c, Rd}$$

dove

V_{Ed} è la forza di taglio di calcolo

$V_{c, Rd}$ è la resistenza di calcolo a taglio della sezione da assumere pari a:

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$$

con $A_v = 2 A / \pi$ per le sezioni circolari cave

8.5 Verifica locale dei muri paraghiaia

Per il calcolo dei muri paraghiaia, il paragrafo C5.1.3.3.7.2 - *Circolare n.617* stabilisce di considerare un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia (vedi figura), di valore caratteristico pari al 60% del carico asse Q_{1k} . Pertanto, in ponti di 1a categoria si considererà un carico orizzontale di 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN.

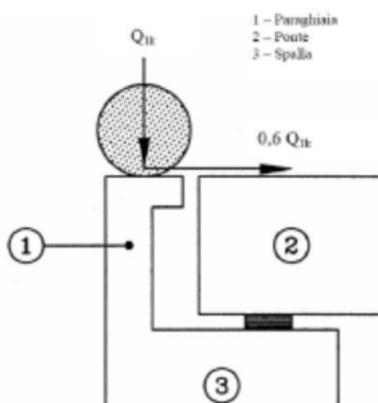


Figura 7 – Carichi da traffico su muri paraghiaia

Si considera una diffusione del carico in verticale a 45° al fine di definire la sezione di verifica.

8.6 Criteri di verifica del sistema con barre post-inserite.

In generale per la verifica del sistema di collegamento delle piastre alle strutture in c.a. esistenti (spalle e travi in c.a.p.) si utilizza la tecnica della post-installazione di bulloni classe 8.8 con resina di tipo chimico.

Il dimensionamento di tale sistema, in assenza di norme specifiche segue le indicazioni della EOTA TR29, del tutto analoga alla ETAG001.

Tuttavia il sistema proposto dalle predette norme non è applicabile pienamente al caso dei ritegni sulle travi, dato che fornisce delle indicazioni del tutto fuorvianti e fortemente penalizzanti in termini di capacità per almeno due motivi:

- i. Le piastre sono inserite sulle ali delle travi in c.a.p. che sono soggette a forti tensioni di compressione indotte dai trefoli e quindi tutti i meccanismi di formazione del cono e di innesco delle fessurazioni previste dalle EOTA/ETAG non contemplano tale effetto; d'altra parte non risultano noti studi specifici su questo tema che non può essere contemplato;
- ii. Le ali risultano armate bidirezionalmente su due registri dalle armature lente della trave in c.a.p.; le EOTA/ETAG non considerano in modo corretto il contributo di resistenza offerto da tali armature e quindi sottostimano pesantemente la capacità portante del sistema, soprattutto nei riguardi della resistenza del bordo.

Tralasciando il punto i) per assenza di studi specifici, è necessario esporre con qualche dettaglio ulteriore i concetti di cui al punto ii).

Recenti studi teorici e sperimentali condotti presso l'Università di Stoccarda (Schmid, 2010; Sharma 2012) mettono in conto analiticamente un meccanismo intuitivo, proponendo una procedura di calcolo che, sulla scorta del supporto sperimentale, consente di superare le difficoltà implicite del sistema di calcolo EOTA/ETAG con riferimento alla presenza delle armature nel meccanismo resistente del bordo.

Lo schema di calcolo utilizzato è riportato alla seguenti figure.

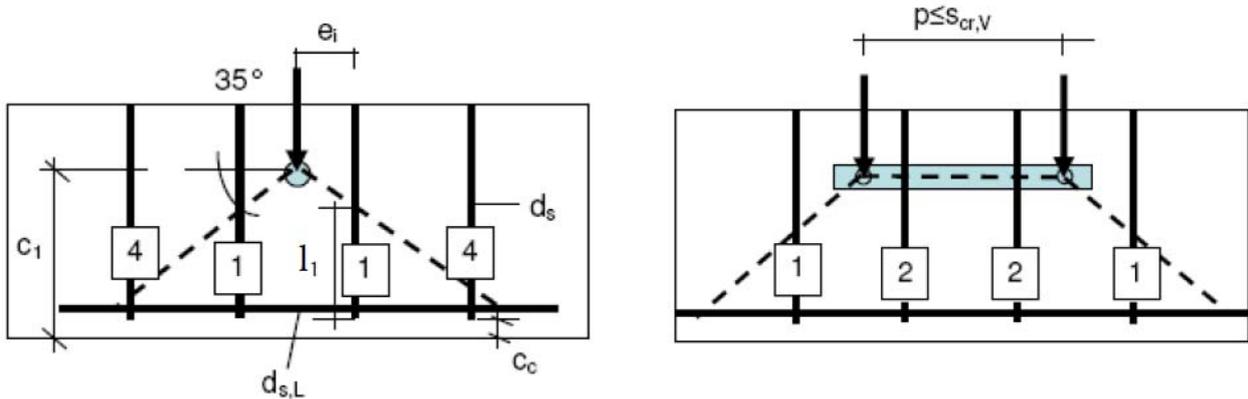


Figura 8: Schema di calcolo per la resistenza del bordo in presenza di armature (Sharma et. al 2012)

In sostanza, la resistenza del bordo è composta dall'aliquota portata dal calcestruzzo e da quella portata dalle armature.

I risultati tipici che si ottengono nelle campagne prove sono illustrati al grafico successivo:

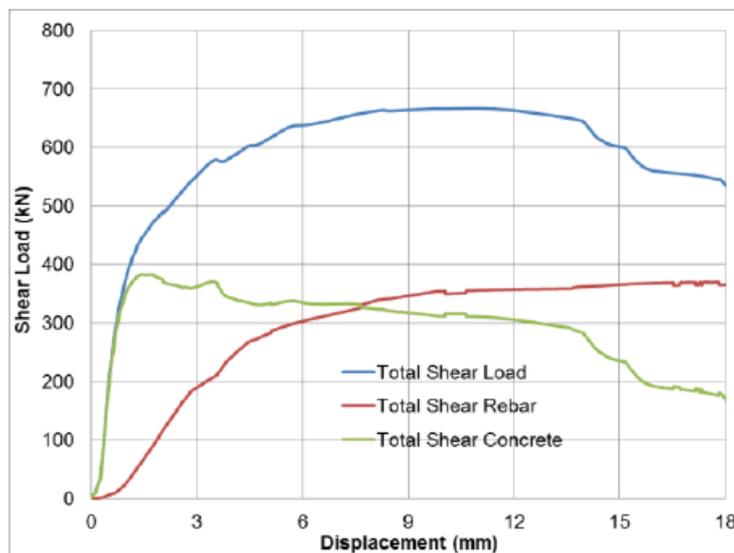


Figure 8: Separate contribution of concrete and reinforcement towards resisting the applied shear load in case of tests performed on 4 x 2 group

Figura 9: Taglio su connettori in bordo armato: somma contributi dei meccanismi resistenti (Sharma et. al 2012)

La differenza tra bordo armato e non armato è evidente anche nel seguente grafico, da cui si deduce come la presenza di armatura di bordo consente di attingere valori di capacità decisamente maggiori rispetto a quelli in assenza d'armatura, oltre che di duttilità del collegamento stesso.

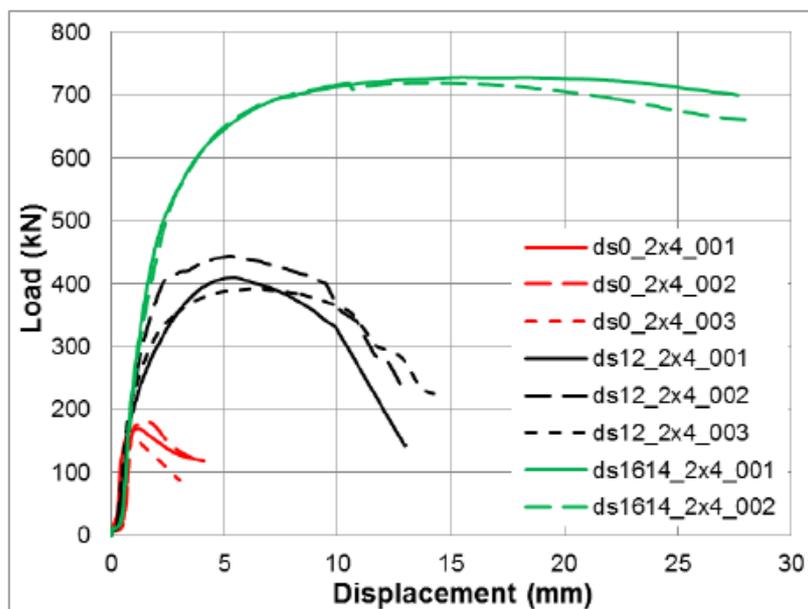


Figure 10: Load-displacement plots obtained from the tests on 2x4 groups

Figura 10: Prova di taglio su connettori in prossimità di bordo armato (Sharma et. al 2012)

In ultimo, è da rilevare come, in presenza di armatura, la rottura da distacco del bordo si inneschi a partire dalla fila più interna di bulloni, contrariamente a quanto avviene in caso di assenza di ferri di cucitura.



Figure 11: Typical failure mode obtained for 4x2 groups

Figura 11: Meccanismo di rottura di bordo armato (Sharma et. al 2012)

Pertanto, le formule che sono proposte nelle EOTA/ETAG relativamente alla distanza dal bordo saranno opportunamente adattate per tenere conto di tale fenomeno.

Tanto premesso, quindi, la verifica della bullonatura sulle ali delle travi deve essere condotta con riferimento a tali meccanismi di rottura.

Considerata l'opportunità che tale meccanismo si instauri in modo corretto, visto che la sagoma del ritegno sulle travi è tale da centrare la risultante delle pressioni di contatto col baricentro della

bullonatura, si genera, nel caso di sisma longitudinale, uno sforzo verticale che tende a sollevare le ali delle travi in c.a.p.. Tale azione genera una flessione locale dell'ala che deve essere assorbita dalle armature ivi poste.

A tal fine si prevede di utilizzare delle barre installate superficialmente, all'intradosso della trave, in grado di riprendere integralmente tale azione flettente, affidando alle staffe originali della trave la funzione di armatura del bordo (nel senso già discusso).

Si prevede di inserire anche delle barre longitudinali al fine di ripartire ulteriormente in tale verso le azioni locali del ritegno.

Le fasi di installazione di tali barre, tecnicamente definite come NMSB (Near Surface Mounted Bars), non prevedono operazioni particolarmente invasive e sono totalmente coerenti con la necessità di preparazione delle superfici per la posa di piastre metalliche.

Nel dettaglio, le fasi esecutive saranno le seguenti:

- a) Scarifica superficiale per installazione piastra di ancoraggio ritegno per (rimozione strato di superficie per circa 1cm)
- b) N. 6 fresature superficiali trasversali su ogni testata e (4+4) longitudinali/testata per 2cm dalla superficie di scarifica;
- c) installazione barre 6 \emptyset 10/testata con resina epossidica, trasversali all'asse trave (parallele alle staffe)
- d) installazione di (4+4) \emptyset 12/testata con resina epossidica, secondo all'asse trave (normali alle staffe)
- e) finitura con primer per incollaggi strutturali e posa della piastra di ancoraggio del ritegno.

8.7 Criteri di calcolo per le opere geotecniche

Ai fini delle resistenze, in funzione del tipo di verifica da eseguire, il valore di progetto può ricavarsi in base alle indicazioni sotto riportate.

Parametro	Parametro di riferimento	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza φ'	$\tan \varphi'_K$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_K	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

Tabella 7 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Le verifiche SLU e GEO sono state svolte, nel caso in esame, con l'Approccio 1.

Per i pali, i coefficienti R2 sono desunti dalla tabella seguente, come precisato al paragrafo 6.4.3.1 – NTC.

Verifica	Coefficiente parziale R2
Carichi assiali – Resistenza di base	$\gamma_{Rb} = 1.7$
Carichi assiali – Resistenza laterale in compressione	$\gamma_{Rs} = 1.45$
Carichi assiali – Resistenza laterale in trazione	$\gamma_{Rst} = 1.6$
Carichi trasversali – Resistenza totale	$\gamma_{RT} = 1.6$

Tabella 8 – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche dei pali

Per le verifiche GEO e STR sui tiranti di ancoraggio, viene utilizzata la combinazione A1+M1+R3, come precisato al paragrafo 6.6.2 - NTC, con il coefficiente R3 desunto dalla tabella seguente.

Verifica	Coefficiente parziale R3
Ancoraggi temporanei	$\gamma_{Ra,t} = 1.10$
Ancoraggi permanenti	$\gamma_{Ra,p} = 1.20$

Tabella 9 – Coefficienti parziali γ_R per la resistenza degli ancoraggi

Nelle verifiche finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Per quanto riguarda le verifiche in condizioni sismiche, esse verranno effettuate considerando, per i diversi stati limite, i coefficienti amplificativi delle azioni (A) di valore unitario, come indicato al punto C7.11.6.2 – Circolare n. 617.

Le resistenze caratteristiche R_k del singolo elemento (palo, tirante), si ottengono dividendo i valori medio e minimo delle resistenze, dedotte tramite metodi di calcolo analitici, rispettivamente per i fattori di correlazione $\xi_{i,3}$ e $\xi_{i,4}$ dipendenti dal numero di verticali indagate.

Per i pali di fondazione e per i tiranti i coefficienti si deducono rispettivamente dalle seguenti tabelle:

N. verticali di indagine	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 10 – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali di fondazione in funzione del numero di verticali indagate

N. profili di indagine	1	2	3	4	≥5
ξ_{a3}	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ_{a4}	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Tabella 11 – Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Nel caso in esame, avendo a disposizione 4 verticali di indagine ed utilizzando i valori medi delle resistenze, si considera:

- PALI DI FONDAZIONE: $\xi_3 = 1.55$
- TIRANTI DI ANCORAGGIO: $\xi_{a,3} = 1.65$

8.7.1 Prescrizioni in zona sismica

Azioni di progetto sulle fondazioni

Per le strutture progettate sia per CD “A” sia per CD “B” il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni sismiche deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; tali azioni tuttavia devono risultare non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1.1 in CD “B” e 1.3 in CD “A”, e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1 (punto 7.2.5 - NTC).

Nel caso in esame si fa riferimento alla situazione in cui le azioni sulle fondazioni sono pari a quelle trasferite dagli elementi soprastanti amplificate con un γ_{Rd} pari a 1.1 (CD “B”).

Lunghezza libera dei tiranti in condizioni sismiche

Il punto 7.11.6.4 – NTC, per tenere conto che, per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un’inclinazione sull’orizzontale minore di quella relativa al

caso statico, considera una lunghezza libera dell'ancoraggio L_e in condizioni sismiche maggiore di quella, L_s , in condizioni statiche. In particolare L_e si ottiene mediante la relazione:

$$L_e = L_s * (1 + 1.5 * a_{\max} / g)$$

in cui a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, pari a $S_s * S_T * a_g$.

8.7.2 Criterio di verifica della resistenza allo sfilamento dei tiranti (GEO)

La resistenza allo sfilamento dei tiranti viene calcolata analiticamente con il metodo di Bustamante e Doix (1985), con la formula:

$$R_m = \pi d_b L_b s \alpha_b$$

dove

L_b è la lunghezza d'ancoraggio

d_b è il diametro della perforazione

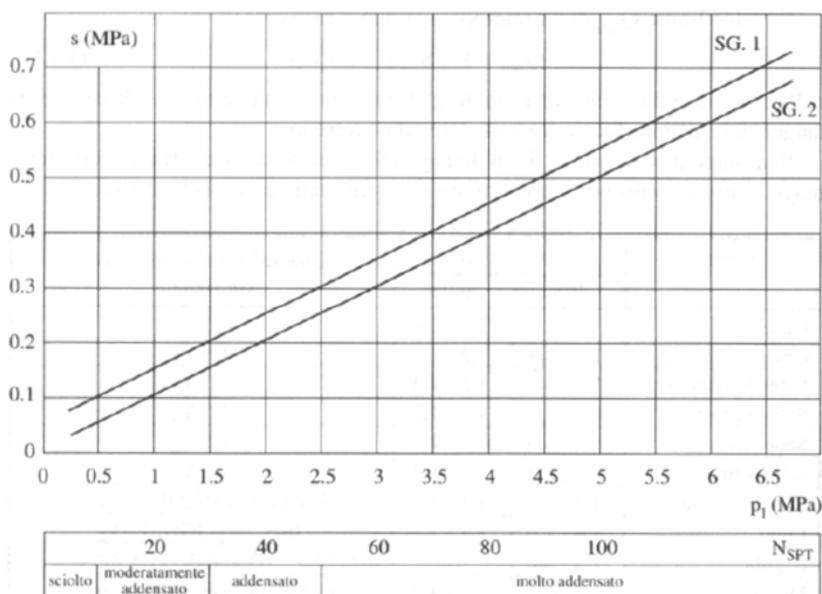
α_b è un coefficiente amplificativo che tiene conto del terreno e della modalità di esecuzione;

s è la tensione di aderenza fra terreno e fondazione.

α_b è pari ad 1.4 per l'unità geotecnica UG1 (sabbia limosa) ed 1.6 per l'UG3 (ghiaia sabbiosa), valori tipici nel caso di esecuzione con tecnologia IRS (iniezioni ripetute e controllate).

La resistenza laterale unitaria s si determina da un apposito abaco in funzione della tecnologia di iniezione e del tipo di terreno attraversato (del suo grado di addensamento e delle sue caratteristiche meccaniche).

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$



Dall'abaco sopra riportato, partendo dalle risultanze delle prove pressiometriche eseguite, sulla curva relativa alle formazioni SG.1, si è letto un valore della resistenza laterale unitaria s pari a 0.15 MPa e 0.35 MPa rispettivamente per l'UG1 e l'UG3.

Le resistenze caratteristiche R_k si ottengono dividendo i valori determinati analiticamente per il fattore di correlazione ξ_3 precedentemente descritto. Infine, la resistenza di calcolo R_d si ottiene dividendo i valori caratteristici R_k delle varie aliquote per i rispettivi coefficienti parziali di sicurezza.

8.7.3 Calcolo portata micropali (GEO)

La capacità portante dei micropali viene calcolata analiticamente con il metodo di Bustamante e Doix (1985), con la formula:

$$R_m = \pi d_b L_b s \alpha_b$$

dove

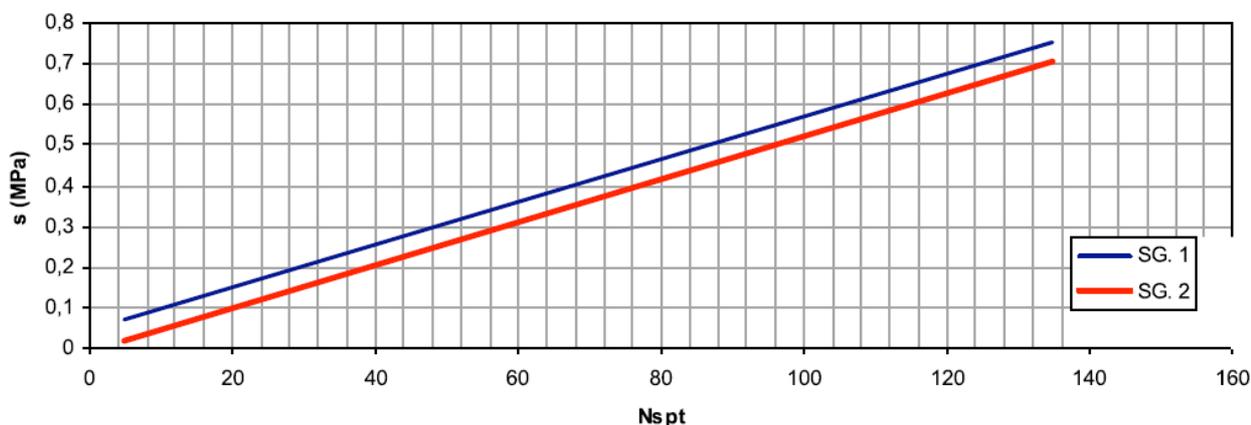
L_b è la lunghezza d'ancoraggio

d_b è il diametro della perforazione

α_b è un coefficiente amplificativo che tiene conto del terreno e della modalità di esecuzione;

s è la tensione di aderenza fra terreno e fondazione.

La resistenza laterale unitaria s si determina da un apposito abaco in funzione della tecnologia di iniezione e del tipo di terreno attraversato (del suo grado di addensamento e delle sue caratteristiche meccaniche).



Le resistenze caratteristiche R_k si ottengono dividendo i valori determinati analiticamente per il fattore di correlazione ξ_3 precedentemente descritto. Infine, la resistenza di calcolo R_d si ottiene dividendo i valori caratteristici R_k delle varie aliquote per i rispettivi coefficienti parziali di sicurezza. E' prudentialmente trascurata la portata di punta del micropalo.

8.7.4 Criterio di ripartizione azioni in fondazione

Le rigidezze di pali e micropali sono calcolate da un modello FEM del palo. Il modulo di reazione orizzontale del terreno è posto pari a:

$$k_h = 25 \text{ N/cm}^3$$

La dimensione della mesh del palo è pari a 20 cm, la rigidezza assegnata ai vincoli che sviluppano lungo la profondità del palo risulta pari a:

$$k = 25 \text{ N/cm}^3 * d \text{ (cm)} * 20 \text{ cm,}$$

dove “d” è il diametro del palo.

Le azioni orizzontali sono per cui ripartite tra pali e micropali in funzione delle relative rigidezze, del numero di pali armati (JG=38) e micropali (MP=28) nella maniera seguente:

$$\%_{MP} = (K_{MP} * n_{MP}) / (K_{MP} * n_{MP} + K_{JG} * n_{JG}) = (15.8 * 28) / (15.8 * 28 + 38.46 * 38) = 0.232;$$

$$\%_{JG} = 1 - \%_{MP} = 0.768$$

8.7.5 Criteri per il calcolo dei cedimenti

Il cedimento della palificata sotto i carichi in esercizio è calcolato per via numerica partendo dalle rigidezze relative dei micropali e delle colonne in jet grouting.

La rigidezza dei pali esistenti è calcolata a partire dalle curve di trasferimento riportate in seguito:

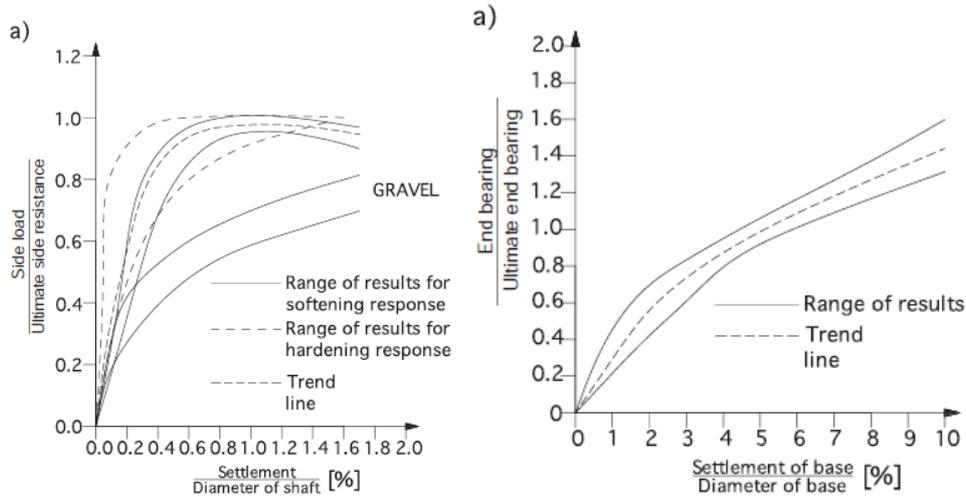


Figura 12 – Curve di trasferimento laterale e testa pali (Reese and O'Neill 1988)

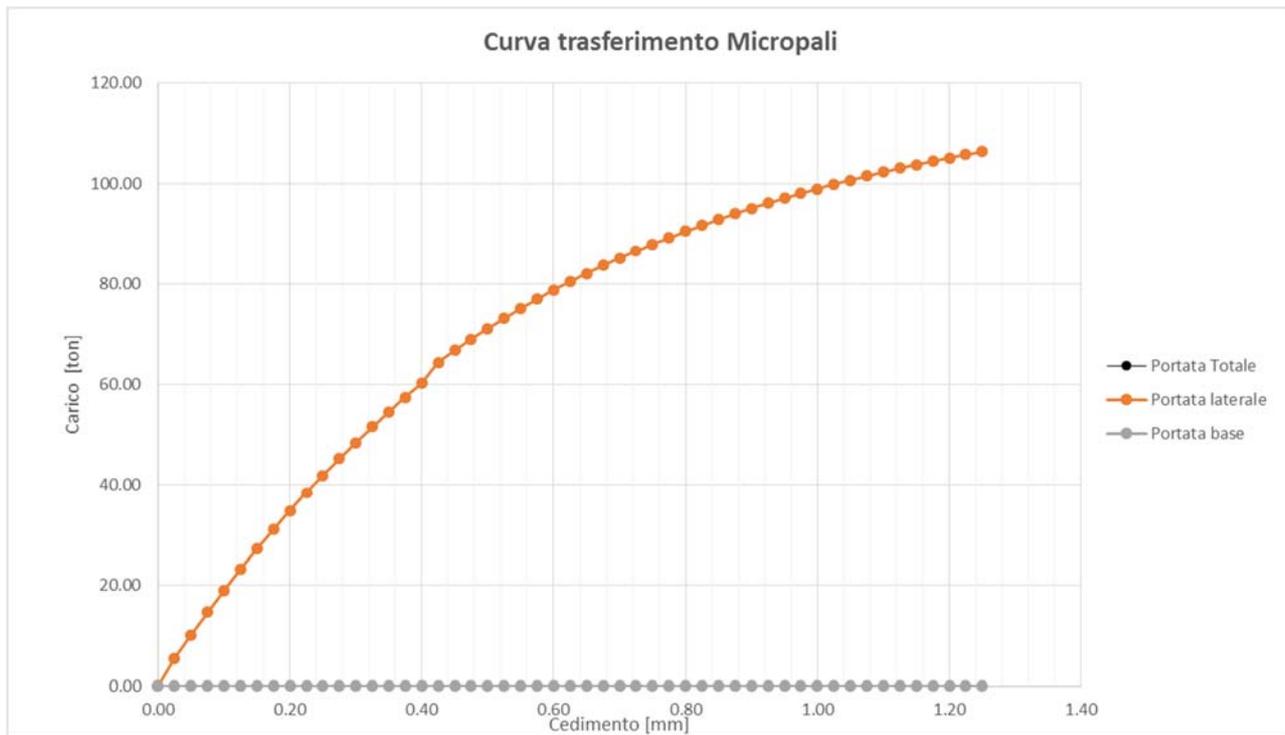


Figura 13 – Curve di carico-cedimento micropali

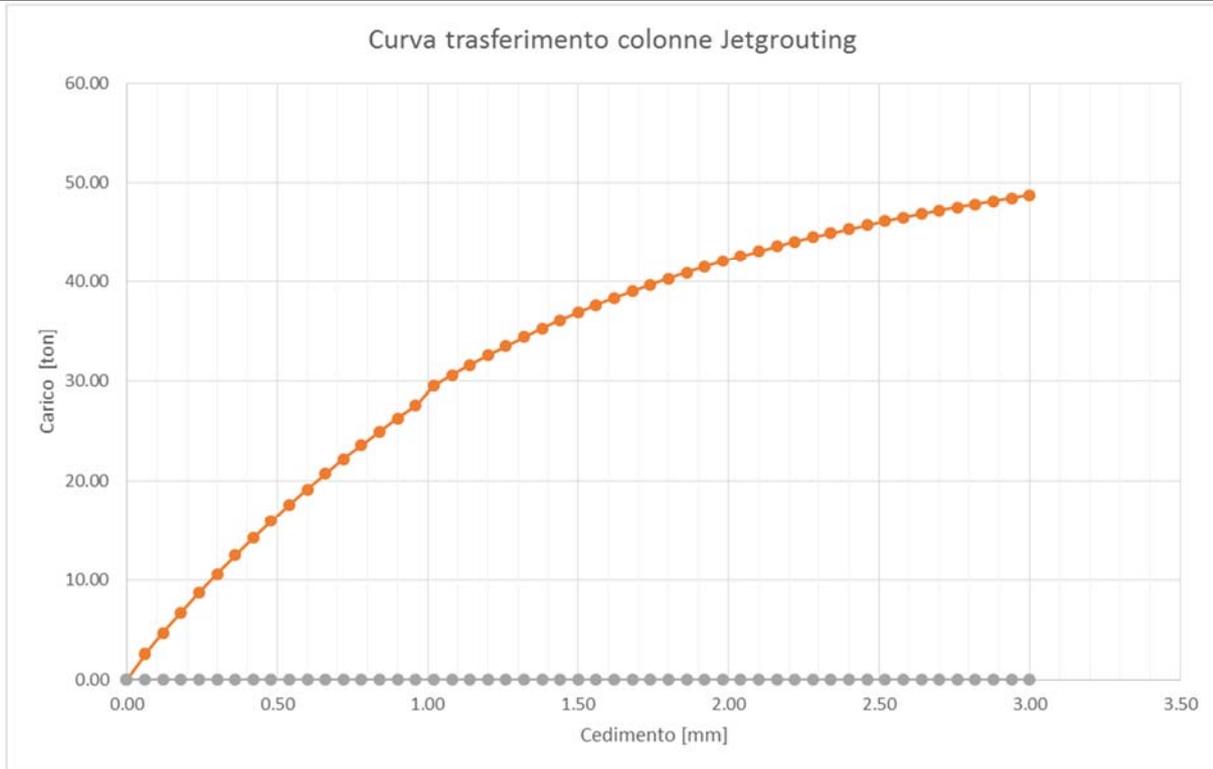


Figura 14 – Curve di carico-cedimento colonne in jetgrouting

La rigidezza per il calcolo dei cedimenti in stato limite di servizio è calcolata sulla base di una portata pari al 50% della portata caratteristica laterale del palo valutata secondo quanto illustrato in precedenza.

$$k_{MP} = 60/0.04 = 1500 \text{ t/cm} \quad \text{-Rigidezza micropali}$$

$$k_{JG} = 30/0.1 = 300 \text{ t/cm} \quad \text{-Rigidezza colonne in jetgrouting}$$

Il cedimento della palificata è calcolato attraverso le correlazioni seguenti (Mandolini et al. 2005):

$$w_g = R_S w_s = n R_G w_s$$

$$R_{Smax} = \frac{w_{gmax}}{w_s} = \frac{0,50}{R} \cdot \left(1 + \frac{1}{3R}\right) \cdot n$$

$$R_S = \frac{w_g}{w_s} = 0,29 \cdot n \cdot R^{-1,35}$$

Dove:

w_s = cedimento medio palo singolo,
 w_{smax} = cedimento massimo palo singolo,
 w_g = cedimento medio gruppo pali,
 w_{gmax} = cedimento massimo gruppo pali,
 n = numero di pali,
 s = interasse pali (asse-asse),
 L = Lunghezza palo,
 R = Aspect Ratio, $R = (n*s/L)^{0.5}$

8.7.6 Spinta dei terreni per le verifiche sismiche

Per quanto riguarda la valutazione delle spinte in condizioni statiche, la spinta del terreno sul muro ha un andamento crescente secondo una legge di tipo lineare dall'alto verso il basso. La pendenza del diagramma delle spinte, che risulta quindi di tipo triangolare, è pari al prodotto $\gamma \cdot k_a$ avendo indicato con γ il peso dell'unità di volume del terreno a tergo della spalla e con k_a il coefficiente di spinta attiva. Si considera, inoltre, la spinta di tipo rettangolare indotta da un sovraccarico stradale distribuito a tergo del muro pari a 20 kN/m^2 (come da specifiche ANAS).

In condizioni sismiche, oltre alle forze di inerzia dovute al peso degli elementi strutturali e del terreno alle spalle del muro, è necessario considerare anche un incremento della spinta del terreno rispetto a quella statica.

Le spinte in stato limite attivo in condizioni sismiche possono essere determinate con la formula:

$$S_{aE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{aE}$$

in cui

K_v è il coefficiente sismico verticale pari a $\pm 0.5 K_h$

$K_h = \beta_m a_{\max} / g$ è il coefficiente sismico orizzontale (punto 7.11.6.2.1 - NTC)

dove

$\beta_m = 1.0$ in accordo con quanto indicato nella Tabella 7.1 dell'Eurocodice 8 – Parte 5 per quanto riguarda le spalle da ponte fondate su pali di fondazione (tirantate e non.).

$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.2 \cdot 1.0 \cdot 0.185g = 0.222g$ è l'accelerazione orizzontale massima al sito

Nel caso in esame risulta $K_h = 0.222$ e ne consegue che K_v risulta pari a ± 0.111

K_{aE} è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche valutato sulla base delle formulazioni fornite da Mononobe e Okabe.

L'incremento di spinta è quindi ottenuto come differenza tra la spinta in condizioni sismiche e quella applicata in condizioni statiche. Esso è rappresentato da un carico pseudo-statico di tipo rettangolare la cui risultante è applicata a metà altezza del muro così come prescritto dalla norma per muri non liberi di traslare e ruotare intorno al piede.

9. Verifiche agli stati limite ultimi

9.1 Calcoli automatici e descrizione della modellazione

Il programma di calcolo impiegato per le analisi è il Axis VM, prodotto dalla InterCAD e consente di effettuare la modellazione e l'analisi di elementi di qual si voglia natura (in cemento armato, acciaio, muratura e legno, ecc.), mediante il metodo degli elementi finiti.

L'input geometrico del modello avviene mediante la definizione della geometria spaziale degli elementi, definita attraverso le coordinate spaziali dei nodi che definiscono tali elementi.

La strutture e il loro comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche, sono state interpretate, valutate e adeguatamente trasferite nei modelli che si caratterizzano per l'impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati tramite elementi *beam*. Per la modellazione di elementi tipo *beam* si definisce compiutamente la sezione geometrica reale, di modo da calcolare in via automatizzata le caratteristiche inerziali della sezione stessa, assegnando poi ad ognuna membratura il materiale di riferimento.

Le pareti, e le platee di fondazione, ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi *shell* a comportamento flessionale e membranale. I vincoli esterni vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio.

I modelli di calcolo prevedono diverse condizioni di carico dedotte sulla base dell'analisi dei carichi riportate precedentemente. Tali condizioni sono state poi combinate in maniera tale da determinare le combinazioni necessarie alle verifiche agli Stati Limite Ultimi, secondo cui si modella e verifica la struttura nei confronti del collasso della stessa.

Le modellazioni principali hanno riguardato l'impalcato nello stato di fatto e nello stato di progetto.

Lo scopo della modellazione degli implacati è invece verificare gli elementi della nuova struttura, nonché le porzioni di impalcato esistente che subiscono alterazioni per effetto dell'allargamento.

I modelli di calcolo sono stati realizzati definendo preventivamente le proprietà intrinseche del calcestruzzo, in seguito, assegnato a ciascuna delle parti le proprietà geometriche caratterizzanti, sono state ad esse applicate le azioni competenti.

Per tutti i modelli le azioni considerate sono quelle descritte nel'apposito capitolo delle azioni.

La validazione delle modellazioni svolte e dei relativi risultati è stata eseguita comparando tali risultati con quelli derivanti da analisi semplificate effettuate con altri software e/o con schemi elementari di calcolo.

Per i dettagli delle analisi effettuate si rimanda ai paragrafi finali, dove sono riportati i tabulati di input e output delle modellazioni effettuate.

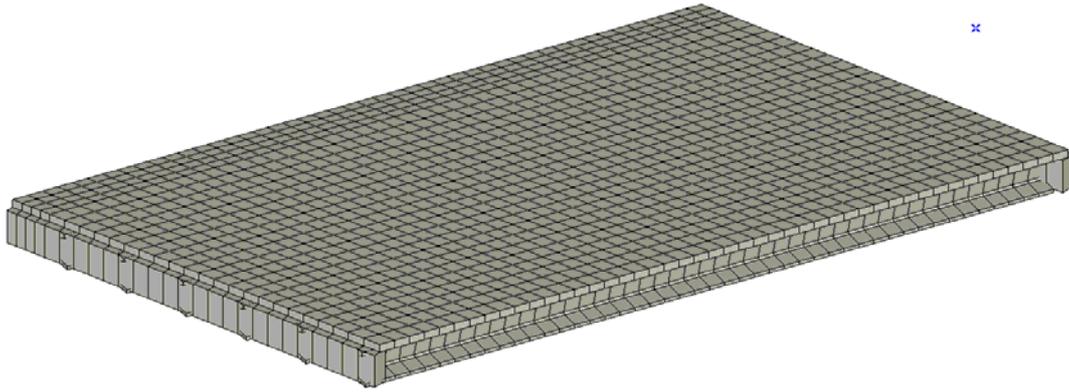


Figura 15 – Vista assonometrica del modello dell'impalcato nello stato di fatto

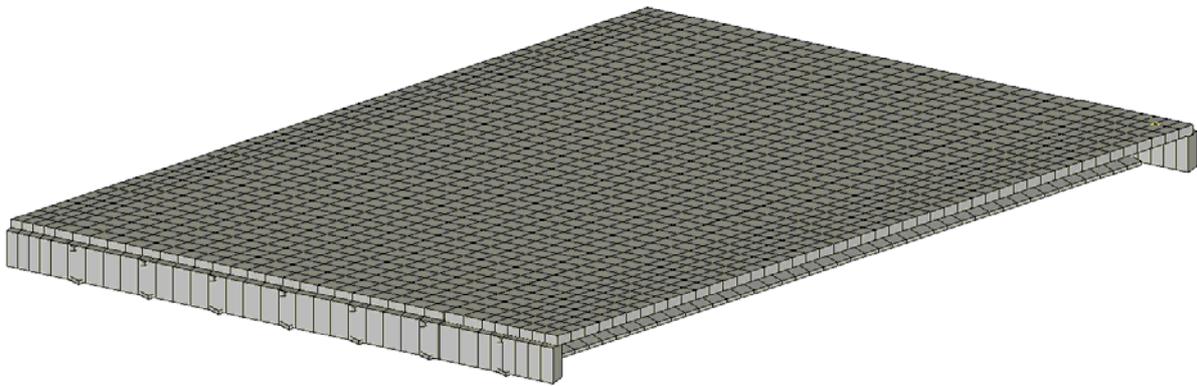


Figura 16 – Vista assonometrica del modello dell'impalcato nello stato di progetto

9.2 Verifiche dell'impalcato

9.2.1 Premessa

Si è previsto che il prolungamento dell'impalcato nello stato di progetto venga realizzato con travi in c.a.p. e soletta collaborante in c.a. solidale con l'esistente al fine di evitare giunti longitudinali sulla carreggiata.

9.2.2 Confronto tra le caratteristiche della sollecitazione

Al fine di evidenziare come il prolungamento dell'impalcato non ha comportato un aggravio di sollecitazioni sulle travi in c.a.p. costituenti l'impalcato esistente, ma anzi una riduzione, si riportano i diagrammi delle azioni flettenti e taglienti agenti su di esse nello stato di fatto e nello stato di progetto ed una tabella di confronto riassuntiva dei dati.

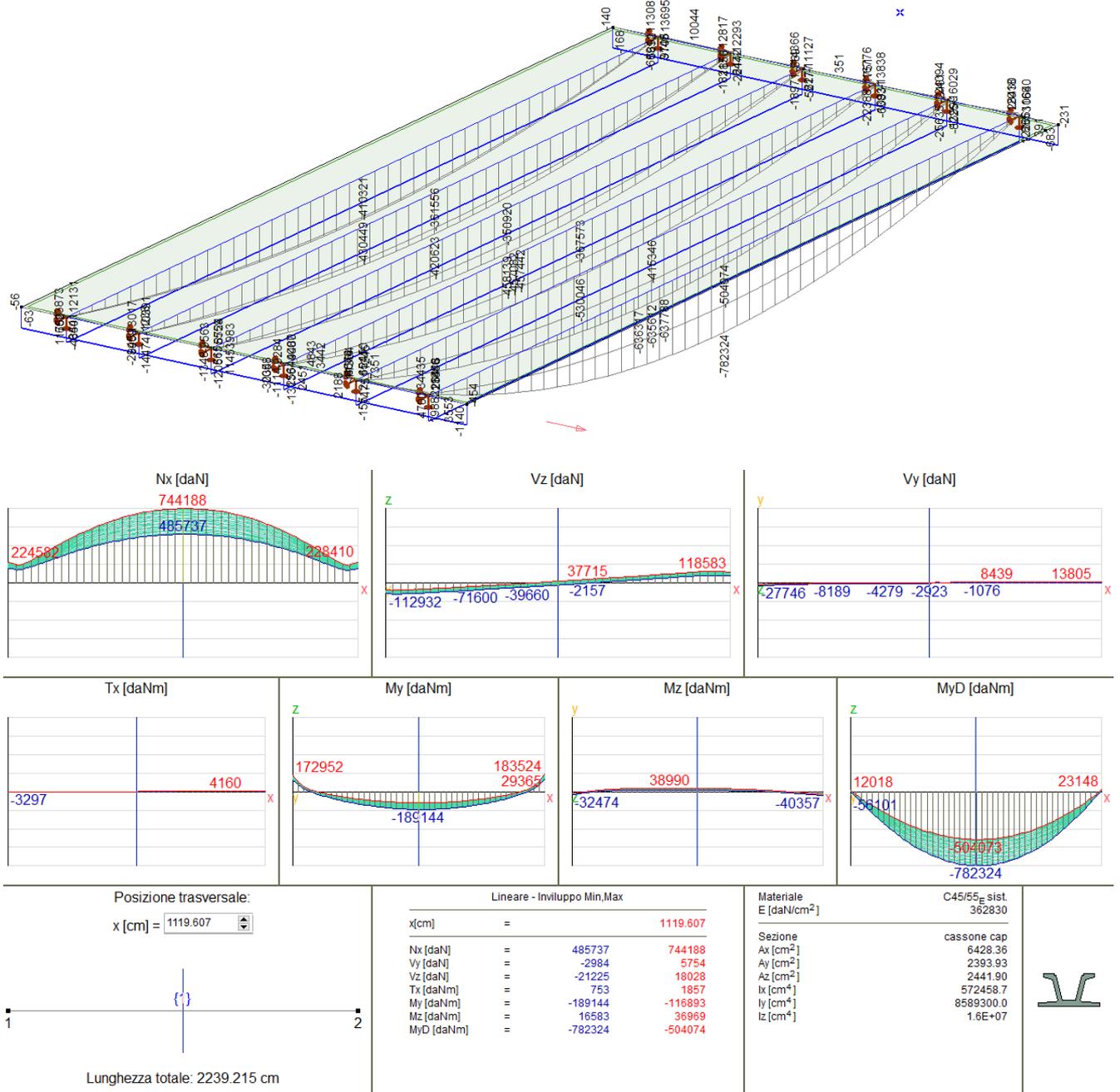


Figura 17 – Momento flettente (SLU) sulle travi esistenti in c.a.p nello stato di fatto

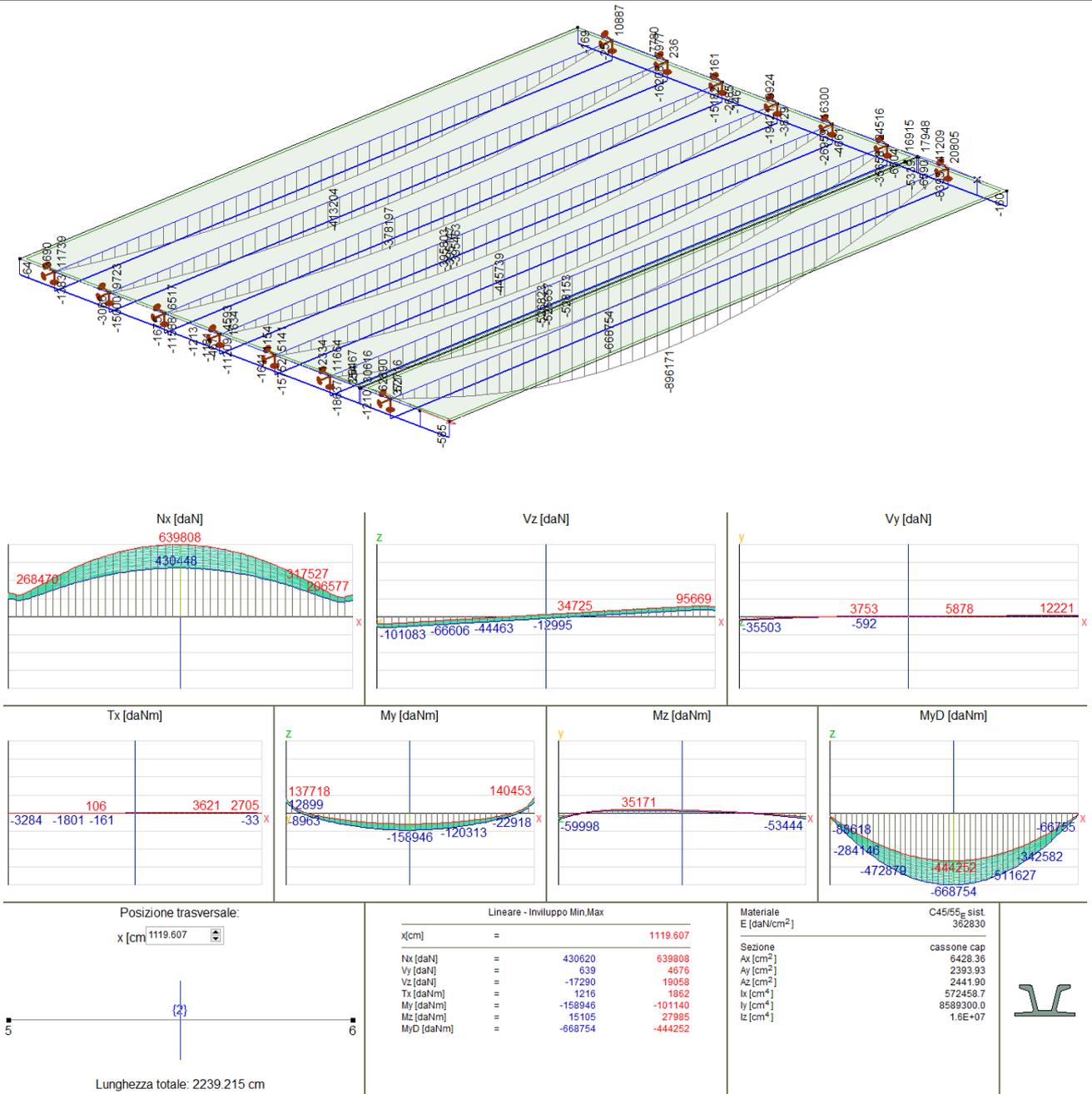


Figura 18 – Momento flettente (SLU) sulle travi esistenti in c.a.p nello stato di progetto

Come illustrato in seguito le sollecitazioni sulle travi esistenti risultano minori nello stato di progetto, rispetto alla configurazione esistente.

	Msd [kNm]	Vsd [kN]
STATO DI FATTO	7823	1129
STATO DI PROGETTO	6687	1010

Tabella 12 – Confronto tra le sollecitazioni di taglio e momento flettente agenti sulle travi in c.a.p esistenti nello stato di fatto e di progetto

9.2.3 Verifica SLE nuova trave in c.a.p.

In seguito sono riportate le verifiche della nuova trave in c.a.p.

Le verifiche della trave sono svolte in 9 sezioni. Le sezioni significative risultano essere quella di mezzeria (n.9) e quella d'inizio precompressione (3).

Calcolo trave CAP

Dati trave

L =	22.60	m
a =	0.000	m
L ₀ =	22.60	m

Dati sezione di figura in prima fase

H =	105	cm	altezza totale sezione
A ₀ =	7039	cm ²	area sez. geometrica
J ₀ =	8727631	cm ⁴	mom. inerzia sez. geometrica
y _{gi} =	38.42	cm	distanza baricentro. geom. dal lembo inf.
y _{gs} =	66.58	cm	distanza baricentro. geom. dal lembo sup.
b _w =	14.0	cm	Spessore anima (singola se la trave è a "V")
E _t =	364161	kg/cm ²	modulo elastico della trave

Dati soletta collaborante

b _w =	25	cm	larghezza in testa trave
B _s =	230	cm	larghezza di calcolo della soletta
h _s =	25	cm	altezza totale soletta con lastrina
E _s =	325881	kg/cm ²	modulo elastico della soletta
a =	0	cm	appoggio lastrina
s =	0	cm	spessore lastrina

Parametri reologici

ε_{rit} =	2.475E-04		coefficiente per ritiro a tempo ∞
α =	0.4	40%	aliquota in fase di stoccaggio
E_c =	333333	kg/cm ²	modulo elastico in fase di stoccaggio (assunto $E_p/6$)
E_{sp} =	2000000	kg/cm ²	modulo elastico dei trefoli
$\Delta\sigma_{sc\infty}$ =	0.09	σ_{spi}	per trefoli $k = 0.18$ per $\sigma_{spi} = 0.75 f_{ptk}$
f_{ptk} =	18600	kg/cm ²	tensione a rottura trefolo
m =	2.55		coeff. di proporzionalità per cadute da fluage
α_r =	0.4	40%	ritiro scontato dalla trave in CAP rispetto alla soletta
n_{cap} =	6		coeff. omogeneizzazione CAP

Cadute per rilassamento

σ_{spi} =	13950 kg/cm ²		
$\Delta\sigma_{rt1000}\%$ =	2.2 %		k
$\Delta\sigma_{rt2000}\%$ =	2.5 %	C = 9	0
$\Delta\sigma_{rt5000}\%$ =	2.8 %	C = 3	1

$\Delta\sigma_{rt\infty}\%$ =	4.6 %	valore calcolato
$\Delta\sigma_{rt\infty}\%$ =	9 %	valore assunto direttamente
α_1 =	5 %	aliquota in fase di stoccaggio
α_2 =	4 %	aliquota in seconda fase

Trefolatura

TS 0.6

 $\omega_p = 1.39$ cmq $\Delta y = 5$ cm

strato	y_i [cm]	n. tref.
1	6	26
2	11	24
3	16	0
4	21	0
5	26	0
6	31	0
7	36	0
8	41	0
9	46	0
10	51	0
11	56	0
12	61	0
13	66	0
14	71	0
15	95	2

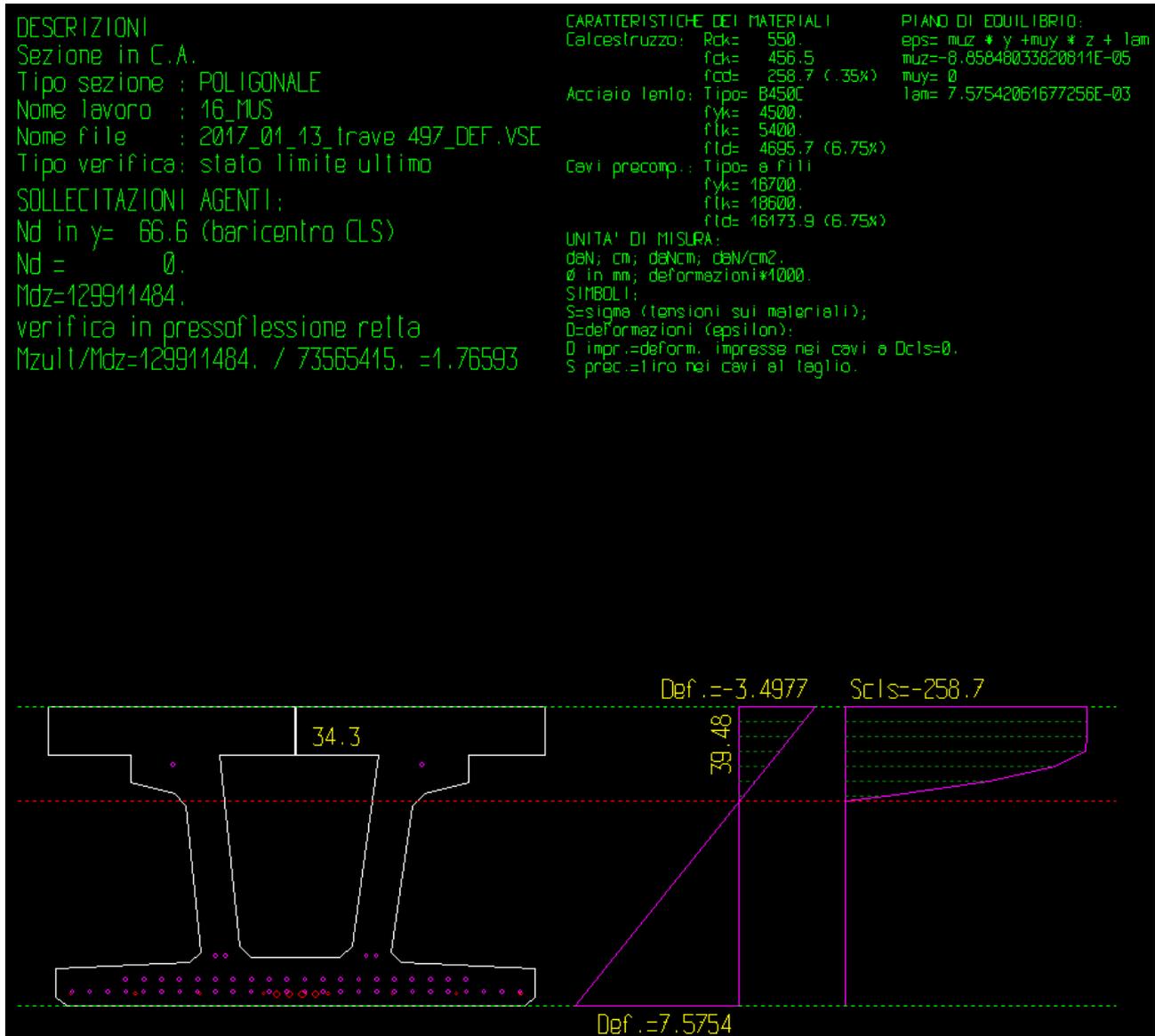
52

Armatura lenta				
$\Delta y =$	5	cm	passo barre in verticale	
strato	y_i [cm]	n. ferri	ϕ_b [mm]	A_{sw}
1	6	4	26	21.24
2	6	8	12	9.05
3	16	0	0	0.00
4	16	0	0	0.00
5	55	0	0	0.00
6	65	0	0	0.00
7	95	8	12	9.05
8	100	0	0	0.00
9	110	0	0	0.00
10	50	0	0	0.00

9.2.4 Verifiche trave c.a.p. allo SLU

In seguito è riportato il tabulato di verifica allo SLU. Il momento di progetto è pari a:

$$M_{Ed} = 1.35 * 5449.29 = 7356.54 \text{ kNm}$$



Tipo verifica : stati limite - pressoflessione retta.

Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;
D impr.= Deformazioni impresse sui cavi a deformazione CLS nulla;
S prec.= tiro nei cavi al taglio;
Fase = precompressione: 0 per pretesi; 1 e oltre per postesi.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 550. ; fck = 456.5 ; fcd = 258.68 (.35%)
Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)
Cavi : Tipo= a fili ; ftk = 18600. ; fyk = 16700. ; ftd = 16173.91. (6.75%)

SEZIONE

ADEGUAMENTO OPERA PK-24-497

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: POLIGONALE

Cls:

Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	99.8	105.	1	6.2	5.	12.	1.131
1- 2	99.8	125.	2	32.9	5.	12.	1.131
1- 3	202.6	125.	3	59.5	5.	12.	1.131
1- 4	202.6	105.	4	139.5	5.	12.	1.131
1- 5	171.	105.	5	166.1	5.	12.	1.131
1- 6	171.	93.6	6	192.8	5.	12.	1.131
1- 7	153.	88.6	7	86.2	5.	12.	1.131
1- 8	147.9	83.5	8	91.5	5.	26.	5.3093
1- 9	138.9	22.5	9	96.8	5.	26.	5.3093
1-10	143.4	18.	10	102.2	5.	26.	5.3093
1-11	199.	15.3	11	107.5	5.	26.	5.3093
1-12	199.	3.5	12	112.8	5.	12.	1.131
1-13	194.5	0.					
1-14	4.5	0.					
1-15	4.5	0.					
1-16	0.	3.5					
1-17	0.	15.3					
1-18	55.6	18.					
1-19	60.1	22.5					
1-20	54.	83.5					
1-21	49.	88.6					
1-22	31.	93.6					
1-23	31.	105.					
1-24	-3.2	105.					
1-25	-3.2	125.					
1-26	99.2	125.					
1-27	99.2	105.					
1-28	68.	105.					
1-29	76.	25.					
1-30	81.	20.					
1-31	118.	20.					
1-32	123.	25.					
1-33	134.	105.					

Cavi:

cavo	fas	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]	S prec.
1	0	48.5	101.	15.2	1.8146	10000.
2	0	151.7	101.	15.2	1.8146	10000.
3	0	170.1	11.	15.2	1.8146	10000.
4	0	162.7	11.	15.2	1.8146	10000.
5	0	155.3	11.	15.2	1.8146	10000.
6	0	147.8	11.	15.2	1.8146	10000.
7	0	140.4	11.	15.2	1.8146	10000.
8	0	133.	11.	15.2	1.8146	10000.
9	0	125.5	11.	15.2	1.8146	10000.
10	0	118.1	11.	15.2	1.8146	10000.
11	0	110.7	11.	15.2	1.8146	10000.
12	0	103.2	11.	15.2	1.8146	10000.
13	0	95.8	11.	15.2	1.8146	10000.
14	0	88.3	11.	15.2	1.8146	10000.
15	0	80.9	11.	15.2	1.8146	10000.
16	0	73.5	11.	15.2	1.8146	10000.
17	0	66.	11.	15.2	1.8146	10000.
18	0	58.6	11.	15.2	1.8146	10000.
19	0	51.2	11.	15.2	1.8146	10000.
20	0	43.7	11.	15.2	1.8146	10000.
21	0	36.3	11.	15.2	1.8146	10000.
22	0	28.9	11.	15.2	1.8146	10000.
23	0	6.6	6.	13.3	1.3893	10000.
24	0	14.	6.	13.3	1.3893	10000.
25	0	21.4	6.	13.3	1.3893	10000.
26	0	28.9	6.	13.3	1.3893	10000.
27	0	36.3	6.	13.3	1.3893	10000.
28	0	43.7	6.	13.3	1.3893	10000.
29	0	51.2	6.	13.3	1.3893	10000.
30	0	58.6	6.	13.3	1.3893	10000.
31	0	66.	6.	13.3	1.3893	10000.
32	0	73.5	6.	13.3	1.3893	10000.
33	0	80.9	6.	13.3	1.3893	10000.
34	0	88.3	6.	13.3	1.3893	10000.
35	0	95.8	6.	13.3	1.3893	10000.
36	0	103.2	6.	13.3	1.3893	10000.
37	0	110.7	6.	13.3	1.3893	10000.
38	0	118.1	6.	13.3	1.3893	10000.

ADEGUAMENTO OPERA PK-24-497

39	0	125.5	6.	13.3	1.3893	10000.
40	0	133.	6.	13.3	1.3893	10000.
41	0	140.4	6.	13.3	1.3893	10000.
42	0	147.8	6.	13.3	1.3893	10000.
43	0	155.3	6.	13.3	1.3893	10000.
44	0	162.7	6.	13.3	1.3893	10000.
45	0	170.1	6.	13.3	1.3893	10000.
46	0	177.6	6.	13.3	1.3893	10000.
47	0	185.	6.	13.3	1.3893	10000.
48	0	192.4	6.	13.3	1.3893	10000.
49	0	128.7	21.	13.3	1.3893	10000.
50	0	132.8	21.	13.3	1.3893	10000.
51	0	70.2	21.	13.3	1.3893	10000.
52	0	66.2	21.	13.3	1.3893	10000.

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in y= 66.61 (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)

1 | 0. | 129911484. | 0. | **Mz+ :129911484. /73565415. =1.7659**

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.0000885848	0.	.00757542062

L'indice di verifica è pari a FS = 1.76 > 1, la sezione risulta per cui verificata allo SLU.

9.2.5 Verifica sezione di testata

Nella sezione di testata non è ancora agente l'effetto della precompressione, le sollecitazioni presenti occorre per cui siano riprese dall'armatura lenta presente.

L'armatura lenta presente deve riprendere il taglio all'appoggio della trave in combinazione ultima ed il momento flettente nella sezione di verifica n.2.

$$V_{Ed} = 1337,02 \text{ kN}$$

$$A_s = 133702/3913 = 34.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armatura disposta } 4\Phi 26+6\Phi 20 \text{ } A_s = 40.04 \text{ cm}^2$$

In seguito è riportata la verifica flessionale della sezione n.2

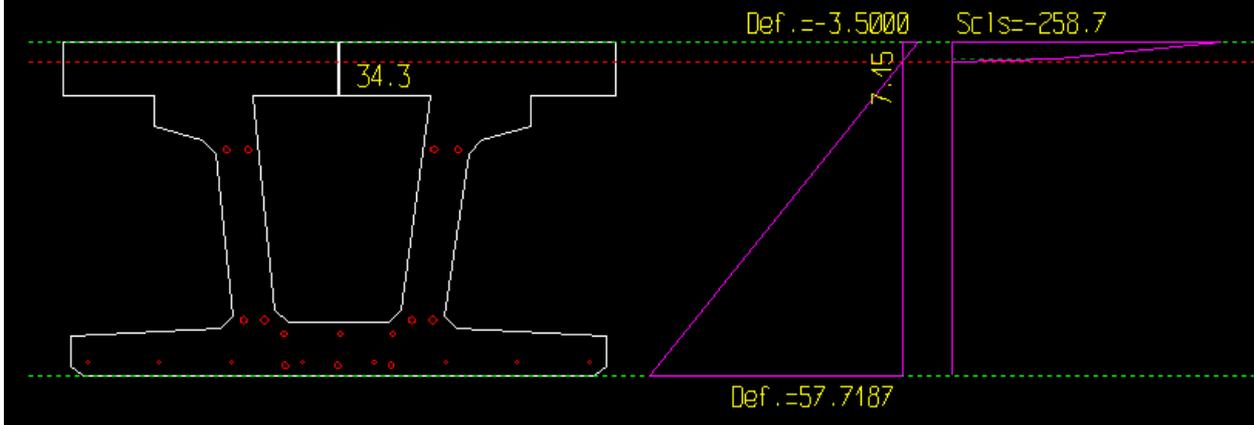
$$M_{Ed} = 833.46 * 1.35 = 1125.17 \text{ kN m}$$

DESCRIZIONI
 Sezione in C.A.
 Tipo sezione : POLIGONALE
 Nome lavoro : 16_MUS
 Nome file : trave 497_Appoggio.VSE
 Tipo verifica: stato limite ultimo
 SOLLECITAZIONI AGENTI:
 Nd in y= 66.6 (baricentro CLS)
 Nd = 0.
 Mdz= 27137518.
 verifica in pressoflessione retta
 Mzult/Mdz=27137518. / 11251710. =2.41186

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
 Calcestruzzo: Rck= 550.
 fck= 456.5
 fcd= 258.7 (.35%)
 Acciaio lento: Tipo= B450C
 fyk= 4500.
 ftk= 5400.
 ftd= 4695.7 (6.75%)

PIANO DI EQUILIBRIO:
 eps= muz * y + muy * z + lam
 muz=-4.89750002583296E-04
 muy= 0
 lam= 5.77187415406527E-02

UNITA' DI MISURA:
 daN; cm; daNcm; daN/cm2.
 Ø in mm; deformazioni*1000.
 SIMBOLI:
 S=sigma (tensioni sui materiali);
 D=deformazioni (epsilon):



Tipo verifica : stati limite - pressoflessione retta.
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 550. ; fck = 456.5 ; fcd = 258.68 (.35%)
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: POLIGONALE

Cls:			Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]	
1- 1	99.8	105.	1	6.2	5.	12.	1.131	
1- 2	99.8	125.	2	32.9	5.	12.	1.131	
1- 3	202.6	125.	3	59.5	5.	12.	1.131	
1- 4	202.6	105.	4	139.5	5.	12.	1.131	
1- 5	171.	105.	5	166.1	5.	12.	1.131	
1- 6	171.	93.6	6	192.8	5.	12.	1.131	
1- 7	153.	88.6	7	86.2	5.	12.	1.131	
1- 8	147.9	83.5	8	112.8	5.	12.	1.131	

ADEGUAMENTO OPERA PK-24-497

1- 9	138.9	22.5	9	64.3	21.	26.	5.3093
1-10	143.4	18.	10	72.2	21.	26.	5.3093
1-11	199.	15.3	11	126.8	21.	26.	5.3093
1-12	199.	3.5	12	134.6	21.	26.	5.3093
1-13	194.5	0.	13	144.2	85.	26.	5.3093
1-14	4.5	0.	14	135.3	85.	26.	5.3093
1-15	4.5	0.	15	66.	85.	26.	5.3093
1-16	0.	3.5	16	57.9	85.	26.	5.3093
1-17	0.	15.3	17	79.7	4.	20.	3.1416
1-18	55.6	18.	18	79.3	16.	20.	3.1416
1-19	60.1	22.5	19	119.1	4.	20.	3.1416
1-20	54.	83.5	20	119.7	16.	20.	3.1416
1-21	49.	88.6	21	99.4	4.	20.	3.1416
1-22	31.	93.6	22	100.3	16.	20.	3.1416
1-23	31.	105.					
1-24	-3.2	105.					
1-25	-3.2	125.					
1-26	99.2	125.					
1-27	99.2	105.					
1-28	68.	105.					
1-29	76.	25.					
1-30	81.	20.					
1-31	118.	20.					
1-32	123.	25.					
1-33	134.	105.					

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in y= 66.61 (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1	0.	27137518.	0.	Mz+ : 27137518. / 11251710. = 2.4119

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-0.00048975	0.	.05771874154

Verifica a taglio trave c.a.p.

In seguito è riportato l'andamento del taglio sollecitante e del taglio agente per mezza trave.

Le resistenze sono ottenute con un'inclinazione della biella compressa di 40°.

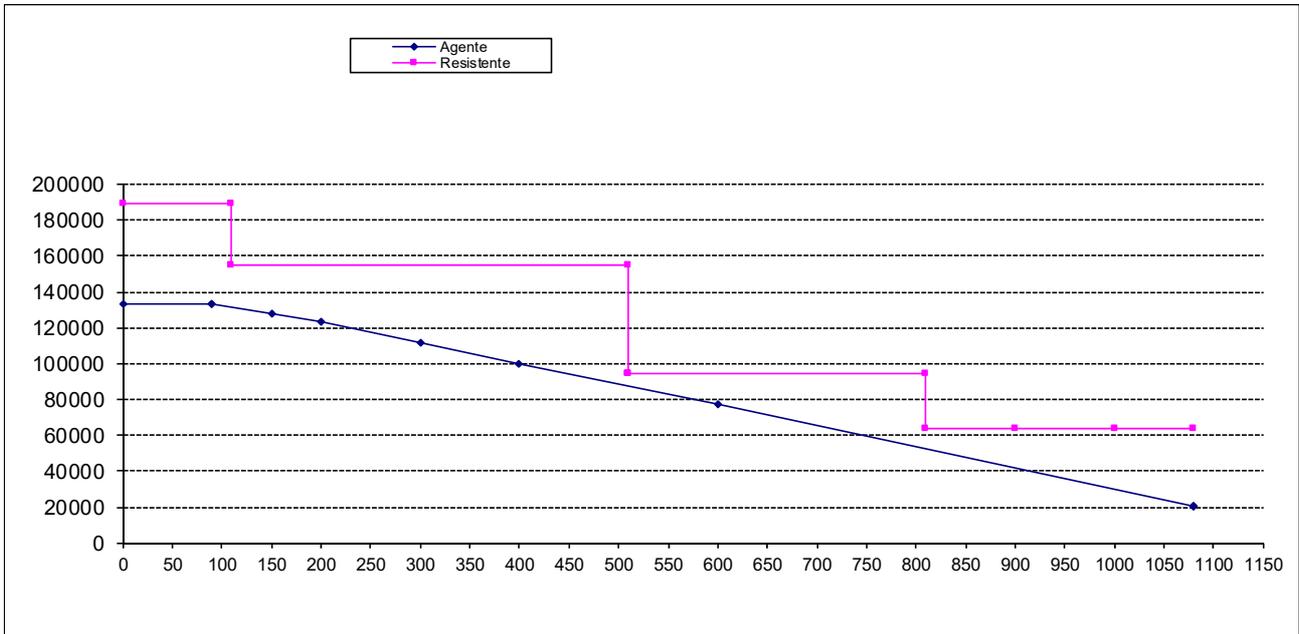


Figura 19 – Diagramma taglio agente – taglio resistente SLU sezione c.a.p.

Sez. calc.	x_{calc} [cm]	σ_{cp} [kg/cm ²]	α_c	b_w [cm]	V_{sd} [kg]	x_{staffe} [cm]	s [cm]	nb. 1	ϕ 1	nb. 2	ϕ 2 [mm]	$A_{sw,prov}$ [cm ²]	$A_{sw,T}$ [cm ²]	$A_{sw,eff}$ [cm ²]	V_{Rsd} [kg]	V_{Rcd} [kg]	S
1	0	0.00	1.00	48.00	133506	0	10	2	12	2	10	3.83	0.00	3.83	188917	323282	1
2	90	0.00	1.00	48.00	133506	110	10	2	12	2	10	3.83	0.00	3.83	188917	323282	2
3	90.1	55.10	1.21	28.00	133499	110	10	2	10	2	10	3.14	0.00	3.14	154850	228749	3
4	150	62.09	1.24	28.00	127640	510	10	2	10	2	10	3.14	0.00	3.14	154850	233842	4
5	200	67.58	1.25	28.00	122955	510	20	2	12	2	10	3.83	0.00	3.83	94458	235726	5
6	300	78.65	1.25	28.00	111841	510	20	2	12	2	10	3.83	0.00	3.83	94458	235726	6
7	400	87.65	1.25	28.00	100310	510	20	2	12	2	10	3.83	0.00	3.83	94458	235726	7
8	600	103.54	1.25	28.00	77528	810	20	2	12	2	10	3.83	0.00	3.83	94458	235726	8
9	1080	119.31	1.25	28.00	20685	810	20	2	10	2	8	2.57	0.00	2.57	63488	235726	9
10	1080	122.15	1.25	28.00	20685	900	20	2	10	2	8	2.57	0.00	2.57	63488	235726	10
11	1080	122.15	1.25	28.00	20685	1000	20	2	10	2	8	2.57	0.00	2.57	63488	235726	11
12	1080	122.15	1.25	28.00	20685	1080	20	2	10	2	8	2.57	0.00	2.57	63488	235726	12

In seguito è riportata la verifica a scorrimento dell'interfaccia tra trave in c.a.p. e soletta.

x_{staffe} [cm]	Arm. Integrativa		F_{Rd} [kg]	F_{sd} [kg]	F.S [<1]
	nb. 1	ϕ 1 [mm]			
0	2	10	29980	12589	0.42
110	2	10	29980	12589	0.42
110	2	10	24574	12589	0.51
510	2	10	24574	12123	0.49
510	2	10	29980	23494	0.78
510	2	10	29980	21447	0.72
510	2	10	29980	19284	0.64
810			17693	15015	0.85
810			12287	3714	0.30
900			12287	3714	0.30
1000			12287	3714	0.30
1130			12287	3714	0.30

9.2.6 Verifica soletta impalcato

La soletta d'impalcato nuova è calcolata con uno spessore pari a 25 cm.

Al fine di verificare le reali condizioni di appoggio della soletta sulle travi prefabbricate è stato realizzato un modello di dettaglio dell'impalcato in cui le travi sono modellate nella loro effettiva posizione e non come nervature offsettate della soletta. Il collegamento tra trave e soletta è realizzato tramite una serie di link rigidi.

In seguito è riportata un immagine del modello di dettaglio.

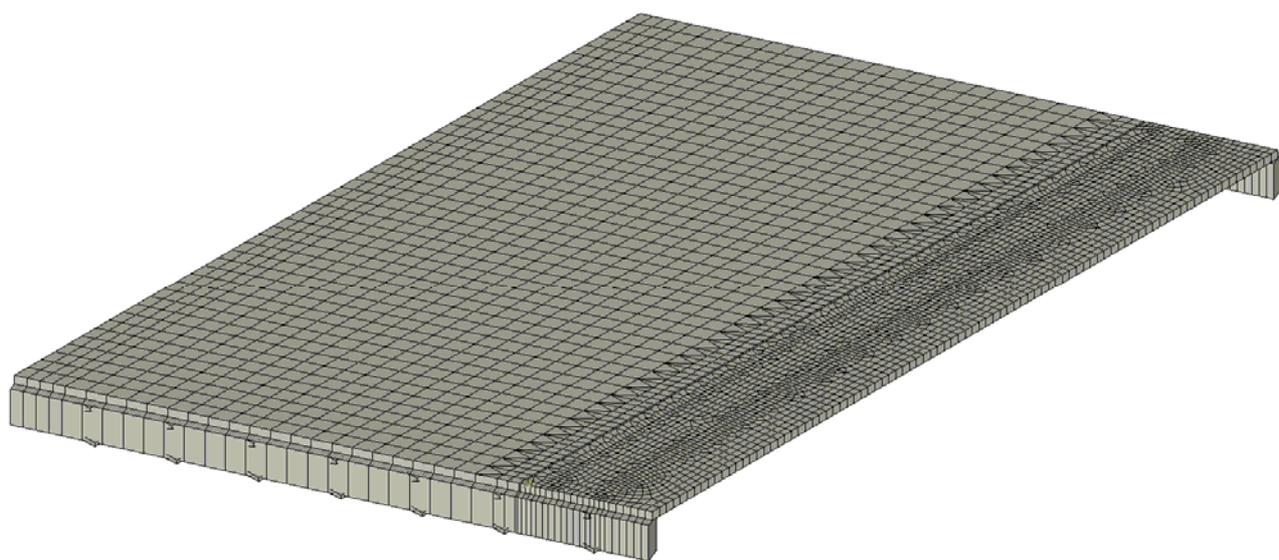


Figura 20 – Modello FEM dettaglio per calcolo soletta.

Le condizioni di carico esaminate per il calcolo della soletta dell'impalcato sono:

Urto di veicolo in svio

La barriera metallica laterale è di tipo bordo ponte classe H4, a tripla onda con montanti verticali costituiti da profili HEA 100 ad interasse 1.50 m. Considerando il modulo di resistenza plastica del profilo pari a $W_{pl} = 83.01 \text{ cm}^3$ ed una tensione di rottura pari ad $f_t = 430 \text{ MPa}$, si ottiene un momento ultimo sul montante pari a:

$$M_u = 83.01 \times 430 / 1000 = 35.7 \text{ kNm.}$$

Considerando, a vantaggio di sicurezza che l'urto avvenga ad 1m dalla base del montante, il taglio corrispondente al momento ultimo vale:

$$V = 35.7 / 1 = 35.7 \text{ kN.}$$

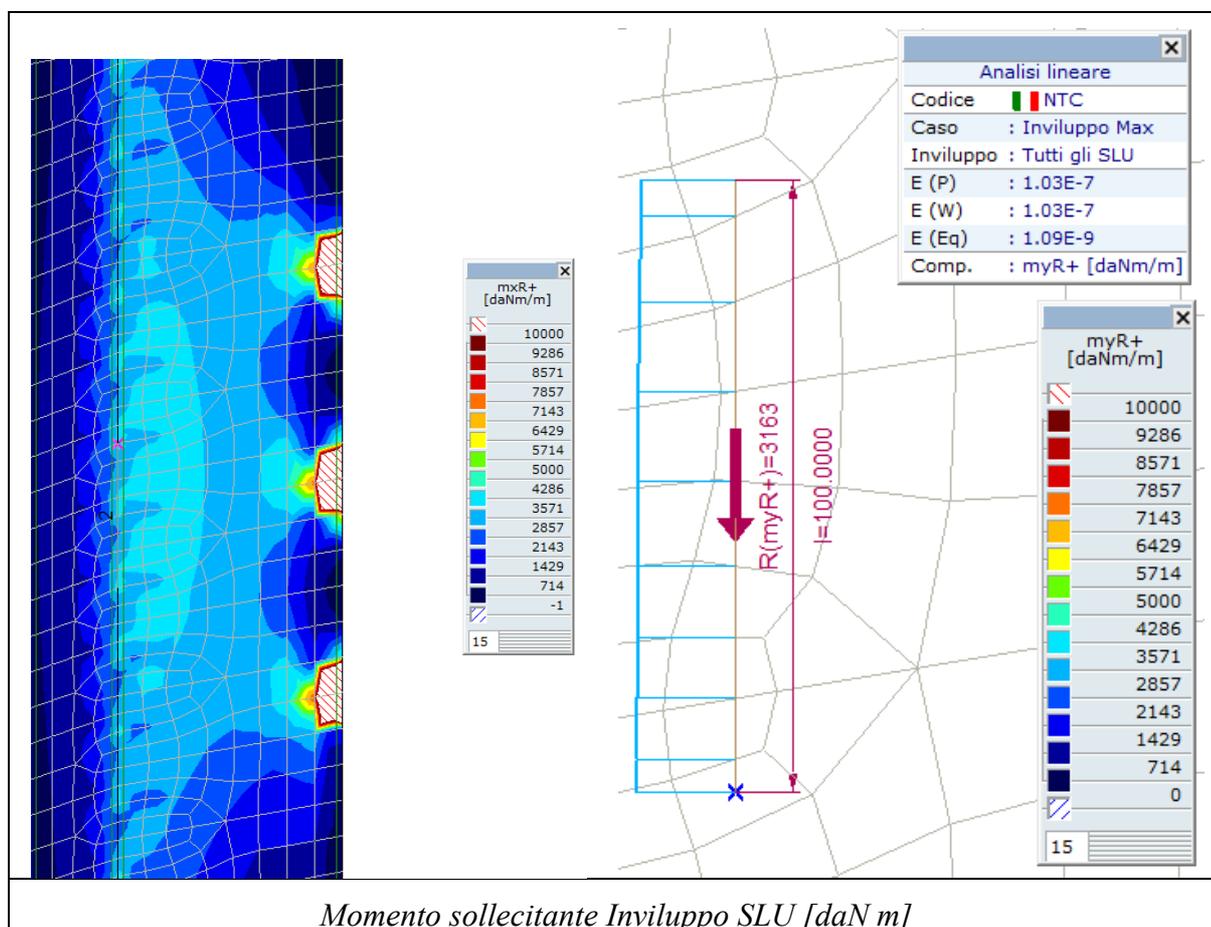
Si ipotizza che l'urto coinvolga 3 montanti, le rispettive resistenze ultime sono applicate al modello come azioni, nella mezzeria della campata del ponte in contemporaneità agli effetti del carico stradale da schema 2 come indicato nelle norme tecniche al par. 5.1.3.10.

La verifica è svolta in combinazione di carico eccezionale:

G1+G2+A, tutte le azioni sono applicate con coeff. di combinazione unitario.

Come seconda combinazione si è verificato l'effetto del carico tandem secondo primo schema di carico agente esclusivamente sulla prima corsia, in contemporanea con il carico distribuito di 9 kN/m^2 . Questa seconda configurazione di carico risulta essere la più gravosa.

In seguito sono riportate le sollecitazioni sull'impalcato, che sono ottenute dal modello di calcolo tramite linee di sezione che provvedono a calcolare lungo lo sviluppo delle stesse la sollecitazione media agente. Le verifiche sono svolte per una sezione di lunghezza unitaria.



La soletta è inoltre soggetta ad uno sforzo normale di trazione pari a 47.65 kN ed un momento sollecitante pari a 31.63 kN m.

La sezione di verifica è larga 1m, in seguito è riportata la verifica della soletta.

E' disposta un **armatura base inferiore e superiore di $\Phi 16/20$** . L'armatura in senso longitudinale è pari a **$\Phi 14/20$** .

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE	Soletta 497	
PRESSOFLESSIONE RETTA				
d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009				
Calcestruzzo				
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)		
R_{ck}	350	kg/cm ² Resistenza cubica a compressione		
g_c	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo		
a_{cc}	0.85	Fattore di durata carico		
f_{cd}	165	kg/cm ² Resistenza di progetto a compressione		
Acciaio				
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)		
f_{yk}	4500	kg/cm ² Tensione di snervamento		
g_s	1.15	Coeff. sicurezza acciaio		
f_{yd}	3913	kg/cm ² Tensione di progetto		
Sezione				
b	100	cm	Base	
h	25	cm	Altezza	
c	4	cm	Copriferro	
Armature				
Strato	y_i	n_b	f	A
	[cm]	[-]	[mm]	[cm ²]
1	4.0	5	16	10.05
2				0.00
3				0.00
4				0.00
5				0.00
6	21.0	5	16	10.05
VERIFICA SLU				Asse neutro SLU
$N_{ed,SLU}$	-4765	kg	Sforzo normale agente	x_{SLU} 3.46 cm
y_{NEd}	12.5	cm	Eccentricità sforzo normale	
$M_{Ed,SLU}$	3163	kg m	Momento flettente agente	
M_{Rd}	7462	kg m	$M_{Ed}/M_{Rd} = 0.42 \leq 1$	VERIFICATO

I calcoli sono cautelativamente svolti considerando una classe di calcestruzzo C28/35.

9.2.7 Verifica nodo di base barriera e dimensionamento ancoraggi barriera

La barriera di sicurezza H4b adottata è costituita da un montante HEA100 ad intessere 1.5m.

Viene ipotizzato come taglio agente, quello generato da una forza tale da generare il momento plastico della sezione del montante. Tale forza come previsto da normativa si suppone applicata ad un metro dal finito del manto stradale.

Le sollecitazioni agenti sono quindi

$M_{c,Rd}$	3569 kg m	=	36 kNm
$V_{pl,Rd}$	3569 kg	=	36 kN

Verifica ancoraggio

Il sistema di ancoraggio adottato per la connessione del montante della barriera HEA100 all'impalcato è di tipo chimico con l'impiego di:

- resina RE500-HILTI
- 4 barre filettate HIT-V-8.8 M24
- una piastra 250mmx300mm, di spessore 25 mm

In seguito è riportato il tabulato di calcolo

```

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione retta.
Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI
Calcestruzzo: Rck = 350. ; fck = 290.5 ; fcd = 290.5 (.35%)
Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 6400. ; fyk = 6400. ; ftd = 6400. (6.75%)

SEZIONE
L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: RETTANGOLARE
Cls: Acciaio lento:
vert. | Z | Y | ferro | Z | Y | d[mm] | Af[cm2] |
1- 1 | -12.5 | 0. | 1 | 9. | 26. | 21.2 | 3.5299 |
1- 2 | -12.5 | 30. | 2 | -9. | 26. | 21.2 | 3.5299 |
1- 3 | 12.5 | 30. | 3 | 9. | 4. | 21.2 | 3.5299 |
1- 4 | 12.5 | 0. | 4 | -9. | 4. | 21.2 | 3.5299 |

SOLLECITAZIONI AGENTI
Sforzi normali applicati in y= 15. (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1 | 0. | 357000. | 0. |

RISULTATI
Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):
Sol. | muz | muy | lambda |
1. | -.00006021698 | 0. | .00133705484 |

Deformazioni sui materiali:
I_02C_C16167_OCA0_W_G_E_GC_RE_1314_B

```

sol	Cls				Acciaio lento			
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	1.3371	0.	si	1	-.2286	-457.2	si
1	1- 2	-.4695	-120.4	si	2	-.2286	-457.2	si
1	1- 3	-.4695	-120.4	si	3	1.0962	2192.4	si
1	1- 4	1.3371	0.	si	4	1.0962	2192.4	si

Le tensioni agenti nella barra maggiormente sollecitata sono pari a:

$$\sigma = 219.2 \text{ kg/cm}^2$$

La distanza dal bordo della fila di barre è pari a $c = 160 \text{ mm}$

In seguito è riportato il tabulato della verifica dell'ancoraggio

VERIFICA ANCORAGGIO a TRAZIONE ETAG001

Temperatura di esercizio

Temperatura I

Proprietà meccaniche HIT-V-8.8

$f_{uk} =$	800	N/mm ²		
$f_{yk} =$	640	N/mm ²		
$A_{s,res} =$	353	mm ²		
$d =$	24	mm		
$d_0 =$	28	mm		
$h_{eff\ min/max} =$	96	mm	480	mm
$h_{min} =$	152	mm		
$s_{min} =$	120	mm		
$c_{min} =$	120	mm		
$c_{cr,sp} =$	723.2	mm	$c/c_{cr,sp} =$	0.22
$c_{cr,N} =$	480	mm	$c/c_{cr,N} =$	0.33
$s_{cr,sp} =$	1446.4	mm		$h/hef =$ 1.16
$s_{cr,N} =$	960	mm	$s/s_{cr,N} =$	0.18
$h =$	370	mm	spessore materiale di base $> h_{min}$	$s/heff =$ 0.53
$h_{ef} =$	320	mm	profondità ancoraggio	$h/c =$ 2.31
$c =$	160	mm	distanza dal bordo	$heff/d =$ 13.33
$s =$	170	mm	interasse ancoranti	$c/d =$ 6.67

Resistenza a trazione

Resistenza lato acciaio

HIT-V 8.8

$N_{rd,s} = 188 \text{ KN}$

resist a trazione dell'acciaio

$\gamma_{ms} = 1.5$

ETAG 001 -Annex C

$N_{rk,s} = 282 \text{ KN}$

Pull-out

$N_{rd,p}^0 = 105.6 \text{ KN}$

$\gamma_p = 1.5$

ETAG 001 -Annex C

$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

$f_{B,p} = 1.034$

$f_{1,N} = 0.80$

influenza della distanza dal bordo

$f_{2,N} = 0.67$

influenza della distanza dal bordo

$f_{3,N} = 0.59$

influenza dell'interasse tra le barre

$h_{ef,typ} = 210$

influenza profondità di posa

$f_{h,p} = 1.52$

$f_{re,N} = 1$

per spaziatura >150mm

$N_{rk,p} = 78.36 \text{ KN}$

$N_{rk} = 78.36 \text{ kN}$

1

Sollecitazioni di calcolo

Combinazione eccezionale

$V_{sd,max} = 0.00 \text{ KN}$ taglio complessivo

$n = 2$ numero tasselli

$V_{sd} = 0 \text{ kN}$ taglio sul singolo ancorante

$\sigma_s = 219.0 \text{ N/mm}^2$ tensione

$N_{sd} = 77 \text{ KN}$ tiro sul singolo ancorante

Combinazione taglio trazione

$\beta_N = 0.99 \leq 1$

$\beta_V = 0.00 \leq 1$

$Verif\ 1 \quad 0.99 \leq 1 \quad \text{VERIFICATO}$

E' riportata in seguito la verifica a taglio del registro di barre vicine al bordo sollecitato. La distanza dal bordo è pari a $c = 390 \text{ mm}$

VERIFICA ANCORAGGIO a TAGLIO ETAG001

Temperatura di esercizio

Temperatura I

Proprietà meccaniche HIT-V-8.8

f_{uk} =	800	N/mm ²		
f_{yk} =	640	N/mm ²		
$A_{s,res}$ =	353	mm ²		
d =	24	mm		
d_0 =	28	mm		
h_{eff} =	96	mm	480 mm	
h_{min} =	152	mm		
s_{min} =	120	mm		
c_{min} =	120	mm		
$c_{cr,sp}$ =	723.2	mm	$c/c_{cr,sp}$ 0.54	
$c_{cr,N}$ =	480	mm	$c/c_{cr,N}$ 0.81	h/h_{eff} 1.16
$s_{cr,sp}$ =	1446.4	mm		h/c 0.95
$s_{cr,N}$ =	960	mm	$s/s_{cr,N}$ 0.18	c/h_{eff} 1.22
h =	370	mm	spessore materiale di base > h_{min}	s/h_{eff} 0.53
h_{ef} =	320	mm	profondità ancoraggio	h/c 0.95
c =	390	mm	distanza dal bordo	h_{eff}/d 13.33
s =	170	mm	interasse ancoranti	c/d 16.25

Resistenza a taglio

Resistenza lato acciaio

HIT-V 8.8

$V_{rd,s}$ =	70.4	KN	resist a taglio dell'acciaio
γ_{ms} =	1.25		ETAG 001 -Annex C
$V_{rk,s}$ =	88.00	KN	

Resistenza rispetto al bordo del cls

$V_{rd,c}^0$ =	36.6		
γ_m =	1.5		
R_{ck} =	35	N/mm ²	
f_B =	1.18		influenza della resistenza del cls
f_h =	0.80		influenza dello spessore del materiale di base
f_β =	1		influenza della direzione del carico
f_4 =	0.77		influenza dell'interasse tra gli ancoranti e dai bordi
f_{hef} =	3.88		influenza della profondità
f_c =	0.59		influenza della distanza dai bordi
$V_{rd,c}$ =	91	KN	

V_{rk} =	88.00	KN	1
------------	-------	----	---

Sollecitazioni di calcolo

Combinazione eccezionale

$V_{sd,max} =$	35.7 KN	taglio complessivo
$n =$	2	numero tasselli
$V_{sd} =$	18 kN	taglio sul singolo ancorante
$\sigma_s =$	0.0 N/mm ²	tensione
$N_{sd} =$	0 KN	tiro sul singolo ancorante

Combinazione taglio trazione

$\beta_N =$	0.00	≤ 1
$\beta_V =$	0.20	≤ 1
Verif 1	0.20	≤ 1 VERIFICATO

Verifica della piastra di ancoraggio

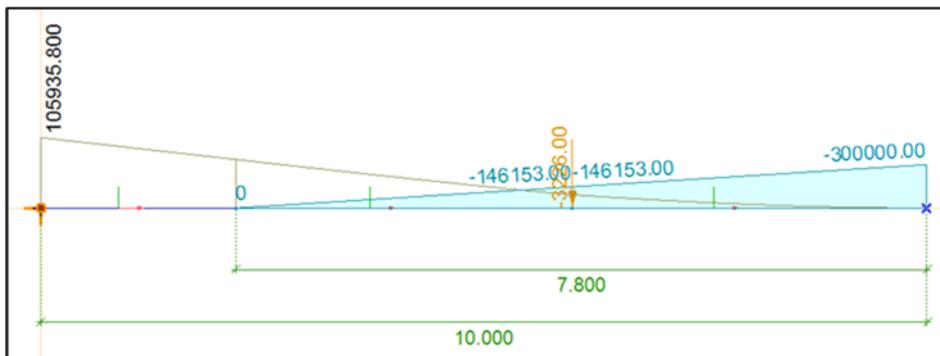
La piastra di ancoraggio è verificata come una mensola incastrata soggetta ad un carico dovuto alla pressione del calcestruzzo e delle barre compresse. La lunghezza della mensola è posta pari alla profondità dell'asse neutro della sezione di verifica della piastra riportata nel calcolo della verifica ad ancoraggio.

Il carico da applicare sulla mensola è pari a:

$$p = 120 \cdot 25 \cdot 100 = 300000 \text{ kg/m}$$

La forza concentrata relativa alla compressione dei bulloni è pari a:

$$F = 457 \cdot 3.53 \cdot 2 = 3226 \text{ kg applicati ad una distanza pari a 6 cm dall'incastro}$$



Il momento agente è pari a

$$M_{Ed,cls} = 1059 \text{ kg m}$$

Il momento resistente della piastra è pari a:

$$M_{pl,Rd} = 25 \cdot 2.52/4 \cdot 2750/100 = 1074 \text{ kg m} > M_{Ed,cls} \text{ VERIFICATO}$$

La piastra è verificata per uno spessore di 25 mm.

9.3 Verifica spalle e fondazioni

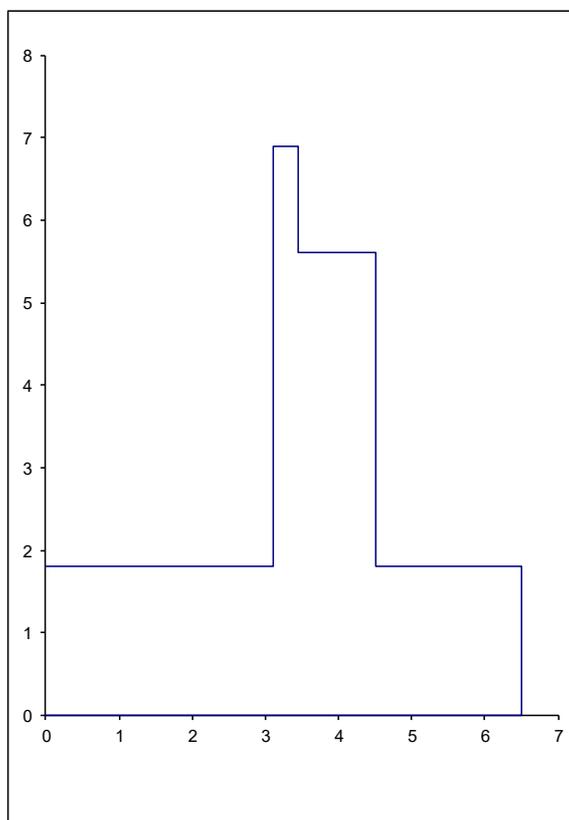
In seguito è riportato il calcolo delle azioni sulla spalla in fase di progetto in condizioni statiche e sismiche.

Dimensioni spalla

L =	30.00 m	larghezza di calcolo
a =	3.10 m	sbalzo ala di monte
s =	1.40 m	spessore fusto
b =	2.00 m	sbalzo ala di valle
B =	6.50 m	dim. tot. fondazione
d =	1.80 m	altezza del plinto di fondazione
l =	3.8 m	altezza fusto furi plinto
p =	1.3 m	altezza paraghiaia
c =	0.35 m	spessore paraghiaia
e =	0.00 m	eccentricità paraghiaia
m =	0 m	spessore mensola paraghiaia
f =	0 m	altezza forcella
t _f =	0 m	spessore della forcella
B _f =	0 m	larghezza forcella (=s+e-c)
B _m =	5.20 m	dimensione del muro di risvolto
t _m =	0.60 m	spessore medio del muro risvolto
h _{mr} =	5.06 m	altezza media del muro risvolto
nf =	3	numero forcelle/muri risvolto
a-c =	2.75 m	
e-c =	-0.35 m	
H _{tv} =	1.00 m	riempimento terra su ala di valle

Posizione baggioli da polo valle

h _b =	0.03 m	altezza baggiolo dal fusto
a _b =	0.3 m	larghezza baggiolo
x _f =	0.35 m	distanza dal fusto lato valle
X _b =	2.5 m	distanza dal polo di valle
Z _b =	5.63 m	quota rispetto al polo di valle
X _{b0} =	0.2 m	distanza dal baricentro fusto
Z _{b0} =	3.83 m	quota rispetto al baricentro fusto



Bracci per momenti stabilizzanti

Plinto	x =	3.25 m
Fusto	x =	2.70 m
Terreno a tergo		
- tratto 1	x ₁ =	4.95 m
- tratto 2	x ₂ =	4.95 m
Sovraccarico a tergo	x =	4.95 m
Muro di risvolto		
- tratto 1	x ₁ =	6.00 m
- tratto 2	x ₂ =	6.00 m
Terreno a valle	x =	1 m
Paraghiaia	x =	3.225 m

Azioni base dall'impalcato			
Condizione Elem.	F_z	F_x	
	kg	kg	
<u>Carichi permanenti</u>			
p.p. travi	229564	0	kg
p.p. soletta	233859	0	kg
p.p. massicciata	107056	0	kg
p.p. cordoli	38631	0	kg
p.p. barriere	4479	0	kg
altri p.p.	0	0	kg
Sommano =	613589	0	kg
<u>Attrito parassita</u>	0	18407.67	kg
<u>Azioni variabili stradali</u>			
Q -Colonna 1	120000	0	kg
Q- Colonna 2	0	0	kg
Q- Colonna 3	0	0	kg
Q- Colonna 4	0	0	kg
Q- Colonna 5	0	0	kg
q -Colonna 1	0	0	kg
q- Colonna 2	0	0	kg
q- Colonna 3	0	0	kg
q- Colonna 4	0	0	kg
q- Colonna 5	0	0	kg
q-restante	88273	0	kg
Sommano =	208273	0	kg
<u>Frenata longit.</u>		21105	kg
Lunghezza impalcato L		23	m
Larghezza corsia w		3	m

Dati terreno a tergo

$\phi =$	35	°	angolo di resist. a taglio (caratt.)
$\gamma =$	2000	kg/m ³	p.p terreno
Ka/Ko >	0		regime spinte: 0/spinta attiva 1/spinta a riposo
q =	2000	kg/m ²	sovraccarico uniforme a tergo spalla

Riassunto azioni agenti in condizioni statiche:

Condizioni oggetto di verifica									
Ponte carico		Ponte scarico						Coefficienti carichi	
F_z	F_x	F_z	F_x	Condizione		Tabelle		γ_G	γ_Q
1109514	53342	828345	24850	STR	A1+M1+R1	6A	7A	1.35	1.35
853103	42678	613589	18408	GEO	A2+M2+R2	6B	7B	1.00	1.15
833399	48740	552230	20248	EQU		6C	7C	1.00	1.35

Azioni di calcolo risultanti in fondazione: forze e M. stabilizzanti e ribaltanti				Note
STR	Azioni risultanti (6A-p.c.)	Azioni risultanti (7A-p.sc.)	Coeff. combin.	P.p. spalla Reaz. Vert. Imp. Tot. Verticali Reaz. Orizz. Imp. M.Stb (spalla+imp.) M.Stb (sovracc) M. Rib.
	$W_{zd} = 3485199 \text{ kg}$	$W_{zd} = 3485199 \text{ kg}$	$\gamma_G = 1.35$	
	$R_{qd} = 251100 \text{ kg}$	$R_{qd} = 251100 \text{ kg}$	$\gamma_Q = 1.35$	
	$R_{zd} = 1109514 \text{ kg}$	$R_{zd} = 828345 \text{ kg}$		
	$F_{zd} = 4845813 \text{ kg}$	$F_{zd} = 4564644 \text{ kg}$		
	$F_{xd} = 53342 \text{ kg}$	$F_{xd} = 24850 \text{ kg}$		
	$M(Sw) = 15632396 \text{ kg m}$	$M(Sw) = 14929475 \text{ kg m}$		
	$M(Sq) = 1242945 \text{ kg m}$	$M(Sq) = 1242945 \text{ kg m}$		
	$M(R) = 300316 \text{ kg m}$	$M(R) = 139907 \text{ kg m}$		
GEO	Azioni risultanti (6B-p.c.)	Azioni risultanti (7B-p.sc.)	Coeff. combin.	P.p. spalla Reaz. Vert. Imp. Tot. Verticali Reaz. Orizz. Imp. M.Stb (spalla+imp.) M.Stb (sovracc) M. Rib.
	$W_{zd} = 2581629 \text{ kg}$	$W_{zd} = 2581629 \text{ kg}$	$\gamma_G = 1.00$	
	$R_{qd} = 213900 \text{ kg}$	$R_{qd} = 213900 \text{ kg}$	$\gamma_Q = 1.15$	
	$R_{zd} = 853103 \text{ kg}$	$R_{zd} = 613589 \text{ kg}$		
	$F_{zd} = 3648632 \text{ kg}$	$F_{zd} = 3409118 \text{ kg}$		
	$F_{xd} = 42678 \text{ kg}$	$F_{xd} = 18408 \text{ kg}$		
	$M(Sw) = 11657655 \text{ kg m}$	$M(Sw) = 11058870 \text{ kg m}$		
	$M(Sq) = 1058805 \text{ kg m}$	$M(Sq) = 1058805 \text{ kg m}$		
	$M(R) = 240280 \text{ kg m}$	$M(R) = 103635 \text{ kg m}$		

Azioni su spalla: condizione A1+M1+R1 STR

$K_a/K_o >$	0	0 = spinta attiva; 1 = spinta a riposo
$\gamma_G =$	1.35	coeff. parziale su p.p.
$\gamma_Q =$	1.35	coeff. parziale su q. var.

Effetti globali in fondazione

Dati terreno			
$\phi_d =$	35.00 °	angolo di resist. a taglio (calcolo)	
$K =$	0.271	coeff. di spinta attiva/riposo	
$\gamma =$	2700 kg/m ³	p.p terreno	
$q =$	2700 kg/m ²	sovraccarico uniforme a tergo	
Dati globali			
$H_t =$	6.9 m	plinto+fusto+paraghiaia+dente	
$L =$	30.00 m	lunghezza muro	
Calcolo spinte esterne su spalla			
Spinta statica terreno		Incremento dinamico terreno	
$S_{td} =$	522524 kg	$E_{d,max} =$	0 kg
$z_t =$	2.30 m	$z_{td} =$	3.45 m
$M(R) =$	1201806 kg m	$M(R) =$	0 kg m
Effetto sovraccarico a tergo		Forze inerzia spalla	
$S_{qd} =$	151456 kg	$F_{hi} =$	0 kg
$M(R) =$	522524 kg m	$M(R) =$	0 kg m
Complessivi			
$S_{Rd} =$	673981 kg	spinta risultante	
$M(S_{Rd}) =$	1724330 kg m	momento rib. risultante	

Azioni totali in fondazione: impalcato carico (6A)		Azioni totali in fondazione: impalcato scarico (7A)	
Forze Verticali		Forze Verticali	
$F_{zd} = 4845813$ kg	f. verticale pesi+scarico impalc.	$F_{zd} = 4564644$ kg	f. verticale pesi+scarico impalc.
Forze orizzontali		Forze orizzontali	
$S_{Rd} = 673981$ kg	f. orizzontale - spinta passiva	$S_{Rd} = 673981$ kg	f. orizzontale - spinta passiva
$F_{xd} = 53342$ kg	f. orizz. da impalcato carico	$F_{xd} = 24850$ kg	f. orizz. da impalcato scarico
$F_{hi} = 18408$ kg	f. orizz. sisma imp. carico	$F_{hi} = 18408$ kg	f. orizz. sisma imp. scarico
$F_{ht} = 745730$ kg	f. orizz. Totale	$F_{ht} = 717239$ kg	f. orizz. Totale
Forza attrito fondazione		Forza attrito fondazione	
$f_a = 0.00 = \text{tg}(\phi_d)$	coeff. attrito terreno fondazione	$f_a = 0 = \text{tg}(\phi_d)$	coeff. attrito terreno fondazione
$F_a = 0$ kg	massima forza attrito	$F_a = 0$ kg	massima forza attrito
Momenti agenti		Momenti agenti	
$M(Sw) = 15632396$ kg m	M. Stab p.p.	$M(Sw) = 14929475$ kg m	M. Stab p.p.
$M(Sq) = 300316$ kg m	M. Stab q-var	$M(Sq) = 139907$ kg m	M. Stab q-var
$M(S) = 15932712$ kg m	M. stabilizzante in fond. (di calc)	$M(S) = 15069383$ kg m	M. stabilizzante in fond. (di calc)
$M(S_{Rd}) = 1724330$ kg m	M. ribaltante spinte esterne	$M(S_{Rd}) = 1724330$ kg m	M. ribaltante spinte esterne
$M(F_{xd}) = 300316$ kg m	M. ribaltante impalcato carico	$M(F_{xd}) = 139907$ kg m	M. ribaltante impalcato scarico
$M(F_{hi}) = 103635$ kg m	M. ribaltante sisma imp. carico	$M(F_{hi}) = 103635$ kg m	M. ribaltante sisma imp. scarico
$M(R) = 2128282$ kg m	M. Rib. Tot fondazione (p.c.)	$M(R) = 1967873$ kg m	M. Rib. Tot fondazione (p. sc.)
Azioni risultanti alla base del plinto di fondazione		Azioni risultanti alla base del plinto di fondazione	
$N_0 = 4845813$ kg		$N_0 = 4564644$ kg	
$M_0 = 1540510$ kg m	momento a baricentro plinto	$M_0 = 1490042$ kg m	momento a baricentro plinto
$V_0 = 745730$ kg		$V_0 = 717239$ kg	

Azioni su spalla: condizione A2+M2+R2 GEO

$K_a/K_o >$	0	0 = spinta attiva; 1 = spinta a riposo
$\gamma_G =$	1.00	coeff. parziale su p.p.
$\gamma_Q =$	1.15	coeff. parziale su q. var.

Effetti globali in fondazione

Dati terreno	
$\phi_d = 29.26^\circ$	angolo di resist. a taglio (calcolo)
$K = 0.343$	coeff. di spinta attiva/riposo
$\gamma = 2000$ kg/m ³	p.p terreno
$q = 2300$ kg/m ²	sovraccarico uniforme a tergo
Dati globali	
$H_t = 6.9$ m	plinto+fusto+paraghiaia+dente
$L = 30.00$ m	lunghezza muro
Calcolo spinte esterne su spalla	
Spinta statica terreno	
$S_{td} = 490538$ kg	$E_{d,max} = 0$ kg
$z_t = 2.30$ m	$z_{td} = 3.45$ m
$M(R) = 1128237$ kg m	$M(R) = 0$ kg m
Effetto sovraccarico a tergo	
$S_{qd} = 163513$ kg	$F_{hi} = 0$ kg
$M(R) = 564118$ kg m	$M(R) = 0$ kg m
Complessivi	
$S_R = 654050$ kg	spinta risultante
$M(R) = 1692355$ kg m	momento rib. risultante

Azioni totali in fondazione: impalcato carico (6B)		Azioni totali in fondazione: impalcato scarico (7B)	
Forze Verticali		Forze Verticali	
$F_{zd} = 3648632$ kg	f. verticale pesi+scarico impalc.	$F_{zd} = 3409118$ kg	f. verticale pesi+scarico impalc.
Forze orizzontali		Forze orizzontali	
$S_{Rd} = 654050$ kg	f. orizzontale - spinta passiva	$S_{Rd} = 654050$ kg	f. orizzontale - spinta passiva
$F_{xd} = 42678$ kg	f. orizz. da impalcato carico	$F_{xd} = 18408$ kg	f. orizz. da impalcato scarico
$F_{hi} = 18408$ kg	f. orizz. sisma imp. carico	$F_{hi} = 18408$ kg	f. orizz. sisma imp. scarico
$F_{ht} = 715136$ kg	f. orizz. Totale	$F_{ht} = 690866$ kg	f. orizz. Totale
Forza attrito fondazione		Forza attrito fondazione	
$f_a = 0.00 = \text{tg}(\phi_d)$	0 azzera attrito coeff. attrito terreno fondazione	$f_a = 0.00 = \text{tg}(\phi_d)$	0 azzera attrito coeff. attrito terreno fondazione
$F_a = 0$ kg	massima forza attrito	$F_a = 0$ kg	massima forza attrito
Momenti agenti		Momenti agenti	
$M(S_w) = 11657655$ kg m	M. Stab p.p.	$M(S_w) = 11058870$ kg m	M. Stab p.p.
$M(S_q) = 1058805$ kg m	M. Stab q-var	$M(S_q) = 1058805$ kg m	M. Stab q-var
$M(S) = 12716460$ kg m	M. stabilizzante in fond.	$M(S) = 12117675$ kg m	
$M(S_{Rd}) = 1692355$ kg m	M. ribaltante spinte esterne	$M(S_{Rd}) = 1692355$ kg m	M. ribaltante spinte esterne
$M(F_{xd}) = 240280$ kg m	M. ribaltante impalcato carico	$M(F_{xd}) = 103635$ kg m	M. ribaltante impalcato scarico
$M(F_{hi}) = 103635$ kg m	M. ribaltante sisma imp. carico	$M(F_{hi}) = 103635$ kg m	M. ribaltante sisma imp. scarico
$M(R) = 2036270$ kg m	M. Rib. Tot fondazione (p.c.)	$M(R) = 1899626$ kg m	M. Rib. Tot fondazione (p. sc.)
Azioni risultanti alla base del plinto di fondazione		Azioni risultanti alla base del plinto di fondazione	
$N_0 = 3648632$ kg		$N_0 = 3409118$ kg	
$M_0 = 833949$ kg m		$M_0 = 654313$ kg m	
$V_0 = 715136$ kg		$V_0 = 690866$ kg	

Condizioni sismiche:

Parametri sismici

$S =$	1.2	Coefficiente di amplificazione di sito
$a_g/g =$	0.185	accelerazione massima al sito
$\beta_m =$	1	Coefficiente riduzione dell'accelerazione massima
$F_0 =$	2.508	fattore di amplificazione dello spettro
$T^*_C [s] =$	0.275	periodo di inizio del tratto a velocità costante
$S_S =$	1.20	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S(F_{o,r}, a_g)$
$S_T =$	1.00	Coefficiente di amplificazione topografica
Suolo	B	Tipo di suolo
$a_{max} =$	0.222	Valore di a_{max} di calcolo

Dati terreno a tergo

$\phi =$	35	°	angolo di resist. a taglio (caratt.)
$\gamma =$	2000	kg/m ³	p.p terreno
$Ka/Ko >$	0		regime spinte: 0/spinta attiva 1/spinta a riposo
$q =$	2000	kg/m ²	sovraccarico uniforme a tergo spalla

Riassunto azioni agenti sulla spalla in condizioni sismiche:

Condizioni oggetto di verifica									
Ponte carico		Ponte scarico						Coefficienti carichi	
F_z	F_x	F_z	F_x	Condizione		Tabelle		γ_G	γ_Q
613589	18408	613589	18408	STR	A1+M1+R1	6A	7A	1.00	1.00
613589	18408	613589	18408	GEO	A2+M2+R2	6B	7B	1.00	1.00
552230	20248	552230	20248	EQU		6C	7C	1.00	1.00

Azioni di calcolo risultanti in fondazione: forze e M. stabilizzanti e ribaltanti				Note
STR	Azioni risultanti (6A-p.c.)	Azioni risultanti (7A-p.sc.)	Coeff. combin.	P.p. spalla Reaz. Vert. Imp. Tot. Verticali Reaz. Orizz. Imp. M.Stb (spalla+imp.) M.Stb (sovracc) M. Rib.
	$W_{zd} = 2581629$ kg	$W_{zd} = 2581629$ kg	$\gamma_G = 1.00$	
	$R_{qd} = 186000$ kg	$R_{qd} = 186000$ kg	$\gamma_Q = 1.00$	
	$R_{zd} = 613589$ kg	$R_{zd} = 613589$ kg		
	$F_{zd} = 3381218$ kg	$F_{zd} = 3381218$ kg		
	$F_{xd} = 18408$ kg	$F_{xd} = 18408$ kg		
	$M(Sw) = 11058870$ kg m	$M(Sw) = 11058870$ kg m		
	$M(Sq) = 920700$ kg m	$M(Sq) = 920700$ kg m		
	$M(R) = 103635$ kg m	$M(R) = 103635$ kg m		
GEO	Azioni risultanti (6B-p.c.)	Azioni risultanti (7B-p.sc.)	Coeff. combin.	P.p. spalla Reaz. Vert. Imp. Tot. Verticali Reaz. Orizz. Imp. M.Stb (spalla+imp.) M.Stb (sovracc) M. Rib.
	$W_{zd} = 2581629$ kg	$W_{zd} = 2581629$ kg	$\gamma_G = 1.00$	
	$R_{qd} = 186000$ kg	$R_{qd} = 186000$ kg	$\gamma_Q = 1.00$	
	$R_{zd} = 613589$ kg	$R_{zd} = 613589$ kg		
	$F_{zd} = 3381218$ kg	$F_{zd} = 3381218$ kg		
	$F_{xd} = 18408$ kg	$F_{xd} = 18408$ kg		
	$M(Sw) = 11058870$ kg m	$M(Sw) = 11058870$ kg m		
	$M(Sq) = 920700$ kg m	$M(Sq) = 920700$ kg m		
	$M(R) = 103635$ kg m	$M(R) = 103635$ kg m		

Calcolo coefficienti spinta**A1+M1+R1 STR**

$\gamma_\phi =$	1.00
$\phi^l =$	35°
$\theta_A [^\circ] =$	11.3°
$\theta_B [^\circ] =$	14.0°
$g_A [g] =$	1.133
$g_B [g] =$	0.907
$g_{A^*} [g] =$	1.111
$g_{B^*} [g] =$	0.889
$\phi^l - \theta_A [^\circ] =$	23.7°
$\phi^l - \theta_B [^\circ] =$	21.0°

$K_{a,A} [-]$	0.395
poiché $\beta < \phi^l - \theta_A$	
$K_{a,B} [-]$	0.434
poiché $\beta < \phi^l - \theta_B$	
$K_a [-]$	0.271
$K_{a,A} / K_{a^*} g_{A^*}$	1.621
$K_{a,B} / K_{a^*} g_{B^*}$	1.425

A2+M2+R2 GEO

$\gamma_\phi =$	1.25
$\phi^l =$	29.26°
$\theta_A [^\circ] =$	11.3°
$\theta_B [^\circ] =$	14.0°
$g_A [g] =$	1.133
$g_B [g] =$	0.907
$g_{A^*} [g] =$	1.111
$g_{B^*} [g] =$	0.889
$\phi^l - \theta_A [^\circ] =$	18.0°
$\phi^l - \theta_B [^\circ] =$	15.2°

$K_{a,A} [-]$	0.486
poiché $\beta > \phi^l - \theta_A$	
$K_{a,B} [-]$	0.532
poiché $\beta > \phi^l - \theta_B$	
$K_a [-]$	0.343
$K_{a,A} / K_{a^*} g_{A^*}$	1.571
$K_{a,B} / K_{a^*} g_{B^*}$	1.376

Calcolo con K_a			
A1+M1+R1		A2+M2+R2	
H=	6.90	m	
E_{stat}	12902	kg/m	
$E_{d,A}$	20917	kg/m	
$E_{d,B}$	18389	kg/m	
$\Delta E_{d,A}$	8015	kg/m	
$\Delta E_{d,B}$	5487	kg/m	
H=	6.90	m	
E_{stat}	387055	kg	
$E_{d,A}$	627519	kg	
$E_{d,B}$	551663	kg	
$\Delta E_{d,A}$	240464	kg	
$\Delta E_{d,B}$	164608	kg	
$\Delta E_{d,S}$	240464	kg	
H=	6.90	m	
E_{stat}	16351	kg/m	
$E_{d,A}$	25691	kg/m	
$E_{d,B}$	18389	kg/m	
$\Delta E_{d,A}$	8015	kg/m	
$\Delta E_{d,B}$	5487	kg/m	
H=	6.90	m	
E_{stat}	490538	kg	
$E_{d,A}$	770733	kg	
$E_{d,B}$	675153	kg	
$\Delta E_{d,A}$	280195	kg	
$\Delta E_{d,B}$	184615	kg	
$\Delta E_{d,S}$	280195	kg	

Pressioni orizzontali indotte dal sisma			
Calcolo con K_a			
A1+M1+R1		A2+M2+R2	
$\Delta p_{d,A}$	34850	kg/mq	
$\Delta p_{d,B}$	23856	kg/mq	
$q_{eq,A}$	88127	kg/mq	
$q_{eq,B}$	54910	kg/mq	
$q_{eq,S}$	88127	kg/mq	
$\Delta p_{d,A}$	40608	kg/mq	
$\Delta p_{d,B}$	26756	kg/mq	
$q_{eq,A}$	83607	kg/mq	
$q_{eq,B}$	50320	kg/mq	
$q_{eq,S}$	83607	kg/mq	

Azioni su spalla in fase sismica: condizione A1+M1+R1 STR

$K_a/K_o >$	0	0 = spinta attiva; 1 = spinta a riposo
$\gamma_G =$	1.00	coeff. parziale su p.p.
$\gamma_Q =$	1.00	coeff. parziale su q. var.

Effetti globali in fondazione

Dati terreno		
$\phi_{td} =$	35.00 °	angolo di resist. a taglio (calcolo)
$K =$	0.271	coeff. di spinta attiva/riposo
$\gamma =$	2000 kg/m ³	p.p terreno
$q =$	2000 kg/m ²	sovraccarico uniforme a tergo
Dati globali		
$H_t =$	6.9 m	plinto+fusto+paraghaia+dente
$L =$	30.00 m	lunghezza muro
Calcolo spinte esterne su spalla		
Spinta statica terreno		Incremento dinamico terreno
$S_{td} =$	387055 kg	$E_{d,max} =$ 240464 kg
$z_t =$	2.30 m	$z_{td} =$ 3.45 m
$M(R) =$	890227 kg m	$M(R) =$ 829602 kg m
Effetto sovraccarico a tergo		Forze inerzia spalla
$S_{qd} =$	112190 kg	$F_{hi} =$ 573122 kg
$M(R) =$	387055 kg m	$M(R) =$ 1598011 kg m
Complessivi		
$S_{Rd} =$	1312831 kg	spinta risultante
$M(S_{Rd}) =$	3704895 kg m	momento rib. risultante

Azioni totali in fondazione: impalcato carico (6A)

Forze Verticali		
$F_{zd} =$	3381218 kg	f. verticale pesi+scarico impalc.
Forze orizzontali		
$S_{Rd} =$	1312831 kg	f. orizzontale - spinta passiva
$F_{xd} =$	18408 kg	f. orizz. da impalcato carico
$F_{hi} =$	18408 kg	f. orizz. sisma imp. carico
$F_{ht} =$	1349646 kg	f. orizz. Totale
Forza attrito fondazione	1	azzera attrito
$f_a =$	0.70 = $\text{tg}(\phi_{td})$	coeff. attrito terreno fondazione
$F_a =$	2367554 kg	massima forza attrito
Momenti agenti		
$M(S_w) =$	11058870 kg m	M. Stab p.p.
$M(S_q) =$	103635 kg m	M. Stab q-var
$M(S) =$	11162506 kg m	M. stabilizzante in fond. (di calc)
$M(S_{Rd}) =$	3704895 kg m	M. ribaltante spinte esterne
$M(F_{xd}) =$	103635 kg m	M. ribaltante impalcato carico
$M(F_{hi}) =$	103635 kg m	M. ribaltante sisma imp. carico
$M(R) =$	3912165 kg m	M. Rib. Tot fondazione (p.c.)
Azioni risultanti alla base del plinto di fondazione		
$N_0 =$	3381218 kg	
$M_0 =$	3531348 kg m	momento a baricentro plinto
$V_0 =$	1349646 kg	

Azioni su spalla in fase sismica: condizione A2+M2+R2 GEO

$K_a/K_o >$	0	0 = spinta attiva; 1 = spinta a riposo
$\gamma_G =$	1.00	coeff. parziale su p.p.
$\gamma_Q =$	1.00	coeff. parziale su q. var.

Effetti globali in fondazione

Dati terreno			
$\phi_{qt} =$	29.26 °	angolo di resist. a taglio (calcolo)	
$K =$	0.343	coeff. di spinta attiva/riposo	
$\gamma =$	2000 kg/m ³	p.p terreno	
$q =$	2000 kg/m ²	sovraccarico uniforme a tergo	
Dati globali			
$H_t =$	6.9 m	plinto+fusto+paraghiaia+dente	
$L =$	30.00 m	lunghezza muro	
Calcolo spinte esterne su spalla			
Spinta statica terreno		Incremento dinamico terreno	
$S_{td} =$	490538 kg	$E_{d,max} =$	280195 kg
$z_t =$	2.30 m	$z_{td} =$	3.45 m
$M(R) =$	1128237 kg m	$M(R) =$	966674 kg m
Effetto sovraccarico a tergo		Forze inerzia spalla	
$S_{qd} =$	142185 kg	$F_{hi} =$	573122 kg
$M(R) =$	490538 kg m	$M(R) =$	1598011 kg m
Complessivi			
$S_R =$	1486040 kg	spinta risultante	
$M(R) =$	4183460 kg m	momento rib. risultante	

Azioni totali in fondazione: impalcato carico (6B)

Forze Verticali		
$F_{zd} =$	3381218 kg	f. verticale pesi+scarico impalc.
Forze orizzontali		
$S_{Rd} =$	1486040 kg	f. orizzontale - spinta passiva
$F_{xd} =$	18408 kg	f. orizz. da impalcato carico
$F_{hi} =$	18408 kg	f. orizz. sisma imp. carico
$F_{ht} =$	1522855 kg	f. orizz. Totale
Forza attrito fondazione	1	azzera attrito
$f_a =$	0.56 = $\text{tg}(\phi_{qt})$	coeff. attrito terreno fondazione
$F_a =$	1894043 kg	massima forza attrito
Momenti agenti		
$M(S_w) =$	11058870 kg m	M. Stab p.p.
$M(S_q) =$	920700 kg m	M. Stab q-var
$M(S) =$	11979570 kg m	M. stabilizzante in fond.
$M(S_{Rd}) =$	4183460 kg m	M. ribaltante spinte esterne
$M(F_{xd}) =$	103635 kg m	M. ribaltante impalcato carico
$M(F_{hi}) =$	103635 kg m	M. ribaltante sisma imp. carico
$M(R) =$	4390731 kg m	M. Rib. Tot fondazione (p.c.)
Azioni risultanti alla base del plinto di fondazione		
$N_0 =$	3381218 kg	
$M_0 =$	3192849 kg m	
$V_0 =$	1522855 kg	

9.3.1 Ripartizione del carico sui pali

La struttura presenta una fondazione esistente costituita da pali jetgrouting $\Phi 600\text{mm}$. L'ampliamento della fondazione attuale verrà fondato su un gruppo di 28 micropali $\Phi 250\text{mm}$. Il carico agente sui micropali è ottenuto per fasi nella maniera seguente:

Fase 1: Scavo e realizzazione micropali, costruzione della nuova fondazione solidarizzata alla fondazione esistente. La spinta del terreno esistente sollecita i pali esistenti, il peso della nuova fondazione e dell'allargamento dell'impalcato si scarica sui nuovi micropali.

Fase 2: Reinterro. La nuova aliquota di spinte generata dall'ampliamento grava sull'insieme pali esistenti e micropali nuovi, ripartendosi tra i due.

Fase 3: Esercizio. Le spinte dovute ai carichi di esercizio ed eventualmente quelle in fase sismica gravano sull'insieme pali e micropali.

L'incremento dell'azione di taglio agente sulla fondazione dovuto ai nuovi carichi ed alle spinte sismiche è ripreso da una serie tiranti la cui verifica è riportata in seguito. Al fine del calcolo del momento ribaltante agente sulla fondazione in fase sismica si è tenuto conto dell'azione stabilizzante costituita dai tiranti tramite una forza di pari intensità all'azione sismica applicata alla quota di innesto dei tiranti nella spalla. Il momento agente in fondazione risulta:

	z [m]	F [t]	M [t m]
1-Plinto	0.9	195	175
2-Fusto	3.7	89	328
3-Paraghiaia	5.60	8	42
4-Muri di risvolto	4.33	26	114
8- Peso Terreno a tergo	4.35	211	916
9- Peso Riempimento a valle	0.50	45	23
10.Sisma terreno A1	3.45	240	830
TOTALE AZIONI RIBALTANTI A1		814	2428
R. Tiranti	4.1	-814	-3335.7
MOMENTO AGENTE A1			-908
10.Sisma terreno A2	3.45	280	967
TOTALE AZIONI RIBALTANTI A2		853	2565
R. Tiranti	4.1	-853	-3498.6
MOMENTO AGENTE A2			-934

In seguito si riporta il calcolo degli scarichi sulla fondazione nelle varie fasi.

	A1			A2			INCIDE SU:	
	N ₀	M ₀	V ₀	N ₀	M ₀	V ₀	PALI	MP
	[t]	[t m]	[t]	[t]	[t m]	[t]		
Permanenti esist.+sp. Stat.	3852	331	538	2853	459.5	499.3	X	
Permanenti esist. Sism+sp.terr	2853	245.3	381.8	2853	459.5	499.3	X	
Perm. Allargamento	530.7	-174.9		393.0	-129.6			X
Perm. Allargamento sism.	393.0	-129.6		393.0	129.6			X
Spinta terreno ampliamento		136.2	59.2		127.8	55.6	X	X
Spinte sovracc. esercizio	532.0	306.5	180.0	453.4	380.0	187.8	X	X
Incremento spinte sisma		-908.0			-934.0		X	X

In seguito sono riportate le azioni risultanti sui pali nelle combinazioni A1 ed A2.

Il lato valle della spalla è in corrispondenza del nodo 81.



Figura 21 – Geometria posizionamento micropali

STATICA		SISMICA	
A1	A2	A1	A2
-28.29	-24.82	5.49	5.95
-26.92	-22.53	-2.25	-1.98
-25.54	-20.23	-10.00	-9.91
-24.16	-17.94	-17.74	-17.83
-22.78	-15.64	-25.48	-25.76
-21.40	-13.35	-33.22	-33.68
-26.86	-23.02	1.47	1.84
-25.49	-20.74	-6.21	-6.02
-24.11	-18.44	-13.95	-13.95
-22.73	-16.15	-21.69	-21.87
-21.36	-13.85	-29.43	-29.80
-26.82	-23.54	5.32	5.78
-25.44	-21.25	-2.41	-2.14
-24.06	-18.95	-10.16	-10.06
-22.68	-16.66	-17.90	-17.99
-21.31	-14.36	-25.64	-25.92
-19.93	-12.07	-33.38	-33.84
-25.38	-21.73	1.31	1.67
-24.01	-19.46	-6.36	-6.18
-22.64	-17.16	-14.11	-14.11
-21.26	-14.87	-21.85	-22.04
-19.88	-12.57	-29.59	-29.96
-25.34	-22.26	5.17	5.63
-23.97	-19.97	-2.57	-2.30
-22.59	-17.67	-10.32	-10.22
-21.21	-15.37	-18.06	-18.15
-19.83	-13.08	-25.81	-26.08
-18.46	-10.78	-33.54	-34.00

Figura 22 – Azioni agenti sui micropali [ton]

COMB.	MICROPALI	
	MAX	MIN
A1_ST	-18.46	-28.29
A2_ST	-10.78	-24.82
A1_SISM	5.49	-33.54
A2_SISM	5.95	-34.00

9.3.2 Verifica capacità portante micropali

CALCOLO PORTATA MICROPALI

d	250 mm	Diametro micropalo
d _c	300 mm	Diametro calcolo
L _s	12 m	Lunghezza micropalo
z _t	2 m	Quota testa palo
z _p	14 m	Quota punta palo

TIPOLOGIA **IGU**

$$\alpha = 1.2$$

Strato	z [m]	Nspt	s [MPa]	Ls [m]	Q [kN]
1	0.00	15	0.072	1.00	67.95
2	3.00	43	0.221	7.50	1558.62
3	10.50	15	0.072	3.50	237.83
4	16.40	8	0.035		0.00
5	17.00	43	0.221		0.00
6	22.10	8	0.035		0.00
7	24.10	43	0.221		0.00
8	0.00	0	0.000		0.00
9	0.00	0	0.000		0.00
10	0.00	0	0.000		0.00
Portata laterale =				Q _L	1864 kN
Portata testa (15%Q _L) =				Q _P	0 kN

Valori di calcolo della portata assiale

Q _b =	0.0 t	portata di base teorica
Q _s =	186.4 t	portata laterale teorica
ξ ₃ =	1.55	riduzione per valore caratteristico
Q _{bk} =	0.0 t	portata di base caratteristica
Q _{sk} =	120.3 t	portata laterale caratteristica
W _p =	1.47 t	peso palo

Coeff. Sicurezza		STR	GEO	STR	GEO
		R1	R2	R1	R2
Base [t]	γ _b	1.00	1.70	0	0
Laterale [t]	γ _s	1.00	1.45	120	83
portata totale [t]		Q _{Rd} =		120	83
		Q _{Rd} - W =		118.8	81.5

Il carico massimo di compressione sui micropali è pari a:

$$N_{A1} = 33.54 \text{ t} < 118 \text{ t} \quad \text{VERIFICATO}$$

$$N_{A2} = 34.00 \text{ t} < 81 \text{ t} \quad \text{VERIFICATO}$$

Verifica resistenza micropali (A1+M1+R1)

Il taglio agente sui micropali viene svolta per la spinta del terreno in fase statica è pari a:

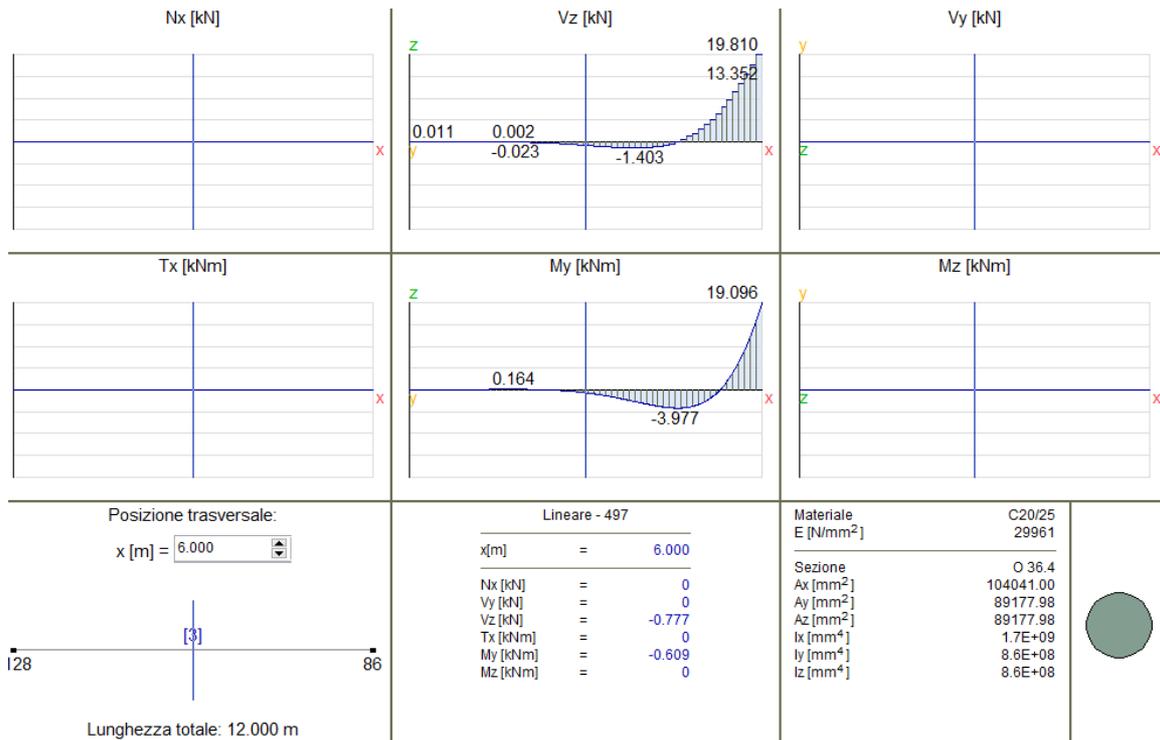
$$V_z = 592 + 1800 = 2392 \text{ kN} \quad \text{A1+M1+R1 Statica}$$

Il taglio agente sul micropalo risulta pari a:

$$V_{z,i} = 2392 \cdot 0.232/28 = 19.81 \text{ kN}$$

Il palo è calcolato come impedito di ruotare in testa.

In seguito sono riportate le sollecitazioni sul palo infisso nel terreno:

**VERIFICA DEI MICROPALI****CARATTERISTICHE TUBO MICROPALLO**

ϕ_e [mm]	s [mm]	i [mm]	ϕ_p [mm]	ϕ [mm]	A [mm ²]	A_v [mm ²]	J [mm ⁴]	p [kN/m]	W_{pl} [mm ³]	W_{el} [mm ³]
168.3	12.5	1000	250	143.30	6118.25	3895.00	18683527	0.48	304072	222026

1.8684E-05

J_a [mm ⁴]	J'_a [mm ⁴]	J_m [mm ⁴]	J'_m [mm ⁴]	n [-]	J_{eq} [mm ⁴]	$J_{eq,cal}$ [mm ⁴]	s_{eq} [m]	p_m [kN/m]	p_{eq} [kN/m]
18683527	18683527	191747598	191747598	9.36	366608426	258505941	0.1458	1.03	1.51

CLASSE DEL TUBO

ϕ_e/s [-]	ϵ [-]	$50\epsilon^2$ [-]
13.46	0.81	33.10

CLASSE1	CLASSE2	CLASSE3	CLASSE4
CLASSE 1	FALSO	FALSO	FALSO

CARATTERISTICHE ACCIAIO E MALTA

E_a [N/mm ²]	Fe	f_y [N/mm ²]	p_{acc} [kN/m ³]	p_m [kN/m ³]	E_m [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	γ_{MO} [-]
205900	510	355	78.6	24	22000	31200	1.05

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

M_{max} [kNm/m]	$z_{M_{max}}$ [m]	V_{max} [kN/m]	M_k [kNm]	V_k [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]
19.096	0.00	19.810	19.10	19.81	19.10	19.81

VERIFICA AL TAGLIO

$V_{pl,Rd}$ [kN]	$V_{pl,Rd}/2$ [kN]
760.30	380.15

VERIFICA

Confronto [-]

VERIFICA POSITIVA**VERIFICA A FLESSIONE E FORZA ASSIALE**

$M_{pl,Rd}$ [kNm]	N_{sd} [kN]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	n [-]	$M_{N,Rd}$ [kNm]
102.81	0.00	2068.55	0.000	102.81

VERIFICA

Confronto [-]

VERIFICA POSITIVA**I micropali risultano verificati.**

9.3.3 Verifica fondazione per azioni sismiche

In seguito è riportato il calcolo per le azioni sismiche in fondazione.

La massa della spalla comprensiva della parte d'impalcato è pari a:

$$M = 20426 \text{ kN}$$

La massa del terreno a tergo ed a valle della spalla è pari a:

$$M1 = 11526 \text{ kN}$$

$$M_{TOT} = 20426 + 11526 = 31952 \text{ kN}$$

Si considera un aliquota del 30% del sisma verticale agente in concomitanza all'azione sismica ortogonale all'impalcato pari a:

$$FV = 31952 * 0.108 * 0.3 = 1035 \text{ kN}$$

La forza d'inerzia agente in senso trasversale è pari a:

$$F = 37409 * 0.222 = 7093 \text{ kN}$$

Si considera ai fini della stabilità per le azioni trasversali il contributo dell'attrito tra fondazione e terreno tramite un coeff. d'attrito pari a:

$$\delta = \text{tg}(23^\circ) / 1.25 = 0.34 \text{ (Comb. A2+M2+R2)}$$

La forza d'attrito considerata vale:

$$FA = (31952 - 1035) * 0.34 = 10511 \text{ kN}$$

$$F.S = 7093 / 10511 = 0.67 < 1$$

Si ritiene per cui verificata la verifica a slittamento in direzione trasversale

9.3.4 Azioni sui tiranti

Essendo l'opera già in esercizio, le spinte dovute alle pressioni del terreno sono già assorbite attualmente dalla spalla e dal sistema di fondazioni che avrà già subito le eventuali deformazioni con l'attivazione della spinta attiva. Si ritiene per cui che i tiranti previsti in fase di progetto debbano essere in grado di riprendere le spinte aggiuntive dovute ai variabili stradali a tergo del muro ed al sisma. Essendo le due condizioni non contemporanee, la verifica viene svolta per la condizione maggiormente gravosa, ossia quella dovuta al sisma.

L'incremento di spinta globale generato dall'azione sismica di progetto risulta pari a:

$$\Delta VEd = 2392 \text{ kN} \quad \text{Comb. A1+M1+R3 Statica}$$

$$\Delta VEd = 8135 \text{ kN} \quad \text{Comb. A1+M1+R3 Sismica}$$

9.3.5 Verifiche dei tiranti di ancoraggio

Per ognuna delle spalle, al fine di assorbire le azioni orizzontali agenti sui pali, è prevista la disposizione di 10 tiranti di ancoraggio passivi realizzati con iniezioni ripetute e controllate con tubo a valvole e doppio otturatore. I tiranti, con diametro della perforazione $\Phi 250\text{mm}$, lunghezza 18.00m ed armati mediante dei profili tubolari 168.3mm x 12.5mm, sono inclinati di 20° rispetto al piano orizzontale.

Nel progetto della lunghezza dei tiranti si è tenuto conto della maggiorazione della lunghezza libera in condizioni sismiche prevista dalla norma al punto 7.11.6.4 - NTC per la quale, detta L_e la lunghezza libera in condizioni sismiche ed $L_s = 6.19$ m quella con condizioni statiche, $L_e = L_s (1 + 1.5 a_{max}/g) = 8.02$ m, essendo $a_{max}/g = 0.222$. Pertanto la lunghezza dell'ancoraggio risulta pari a $L_b = 9.98$ m.

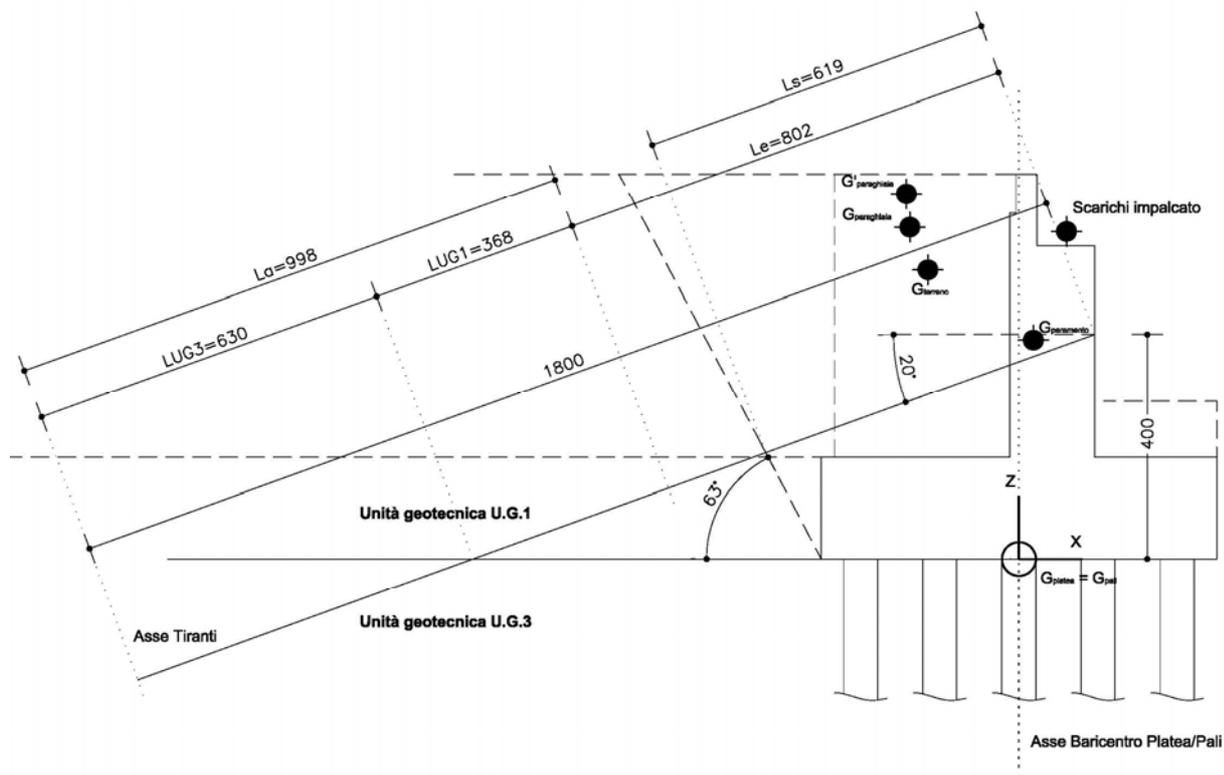


Figura 23 – Geometria dei tiranti

Di seguito si riportano la verifica allo sfilamento dell'ancoraggio e quella di resistenza a trazione del tratto libero.

Verifica allo sfilamento dell'ancoraggio

La resistenza di progetto allo sfilamento, calcolata analiticamente con il metodo di Bustamante e Doix, è pari a:

$$R_d = \pi d_b [(L_{b,UG1} S_{UG1} \alpha_{b,UG1}) + (L_{b,UG3} S_{UG3} \alpha_{b,UG3})] / ((\xi_{a3} \gamma_{R3})) = 1705 \text{ kN}$$

dove

$$L_{b,UG1} = 3.68 \text{ m}$$

$$S_{UG1} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{b,UG1} = 1.4$$

$$L_{b,UG3} = 6.30 \text{ m}$$

$$S_{UG3} = 0.35 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{b,UG1} = 1.6$$

$$d_b = 0.25 \text{ m}$$

$$\xi_{a3} = 1.65$$

$$\gamma_{R3} = 1.20$$

Poichè lo sforzo sollecitante sul singolo tirante N_{tir} è pari a

$$N_{tir} = (V_{sdp,tir} / n_{tir}) / \cos 20^\circ = (8135 / 10) / 0.940 \text{ kN} = 865 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica di resistenza del tratto libero

f_{yk} Mpa	γ_s -	f_{yd} Mpa	A mm ²	N_{Rd} kN
355	1.05	338.10	6120	2069.14

La verifica risulta soddisfatta.

9.3.6 Verifica cedimenti fondazione

Per la verifica dei cedimenti della fondazione è stato realizzato un modello FEM della platea di fondazione esistente e dell'allargamento. Il modello è realizzato tramite il Codice di calcolo Midas Gen 2017. La fondazione e la spalla sono modellate come elementi plate. Il collegamento della fondazione nuova all'esistente è modellato attraverso una serie di link elastici la cui rigidezza è calcolata in funzione della mesh applicata e del numero di connettori presenti. La rigidezza del singolo connettore è pari a:

$$k_s = 85000 \text{ kg/cm} \text{ (Gelfi e Giuriani 2002)}$$

La rigidezza del link elastico è calcolata tenendo conto di una mesh di 80cm ed utilizzando come spinotti dei ferri B450C 2Φ20/20 cm è pari a:

$$k_{\text{link}} = 85000 * (80/20) * 2 = 680000 \text{ kg/cm.}$$

La rigidezza dei micropali è adottata pari a:

In seguito è riportata una vista del modello di calcolo:

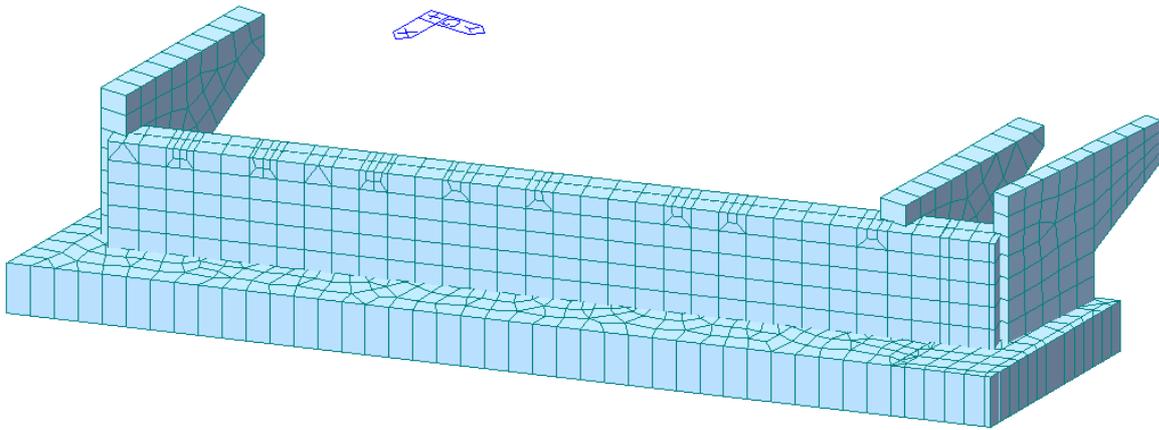


Figura 24 – Modello FEM calcolo cedimenti micropali

I carichi applicati sono pari agli scarichi degli impalcanti esistenti e dell'ampliamento di progetto. I carichi sono applicati nel punto di appoggio delle travi dell'impalcato e sono riportati nella mezzeria della spalla tramite dei link rigidi. Il paraghiaia è inserito come carico equivalente lungo lo sviluppo della spalla. Sono altresì inserite le spinte del terreno e dei sovraccarichi di competenza dell'allargamento.

In seguito sono riportati i valori dei cedimenti in combinazione dei carichi caratteristica.

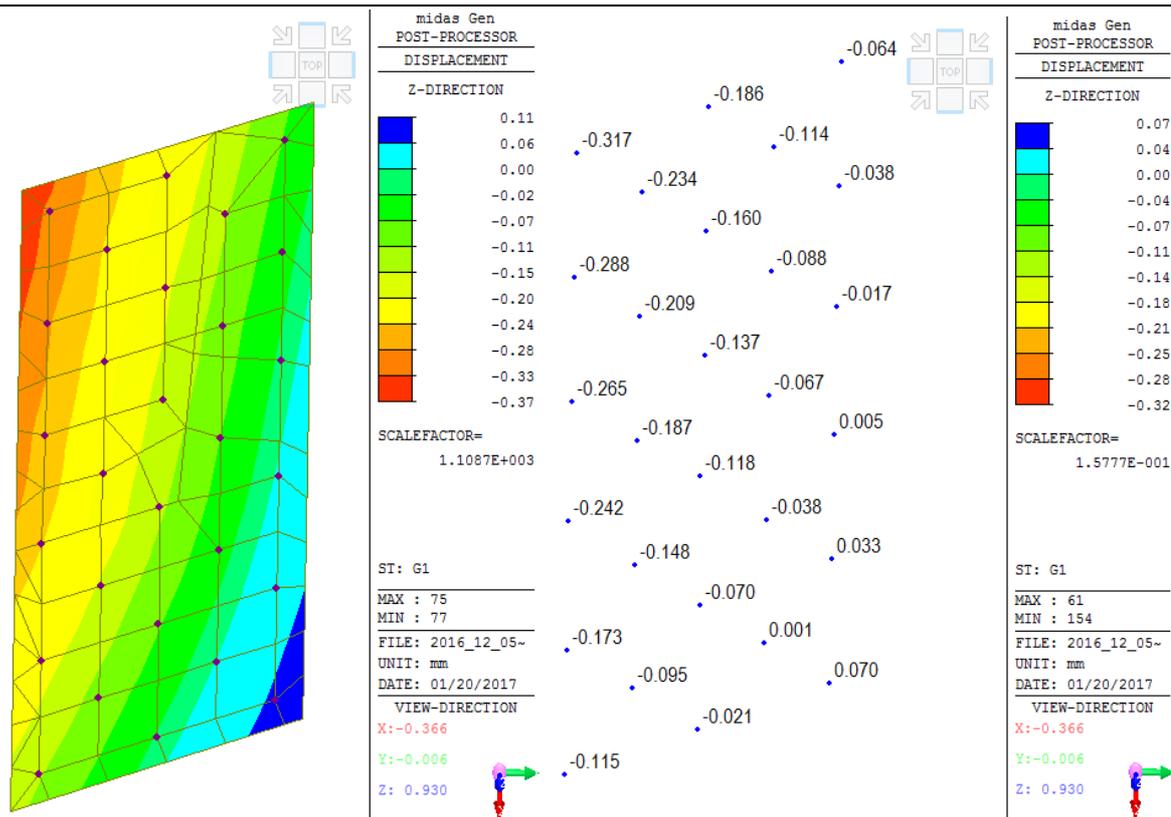


Figura 25 – spostamenti fondazione.

Il cedimento massimo del singolo palo è pari a:

$$w_s = 0.32 \text{ mm}$$

CALCOLO CEDIMENTO GRUPPO MICROPALI

Mandolini et. All 2005

w_s	0.32 mm	Cedimento singolo palo
n	28 -	Numero pali
s	750 mm	Interasse pali
L	12 m	Lunghezza pali
R	1.32	Aspect ratio

w_g	1.78 mm	Cedimento medio
$w_{g,max}$	4.24 mm	Cedimento massimo

Table 3.2 Admissible values of settlement and distortion of structures

Type of structure	Type of damage/ concern	Quantity to be considered	Limiting value
Framed building and reinforced load bearing walls	Structural damage	Angular distortion	1/150–1/250
	Cracking in walls and partitions	Angular distortion	1/500 (1/100–1/1400 for end bays)
	Visual appearance	Tilt	1/300
	Connection to services	Total settlement	50–75 mm (sand) 75–135 mm (clay)
Tall buildings	Operation of lifts and elevators	Tilt after lift installation	1/1200–1/2000
Structures with unreinforced load bearing walls	Cracking by sagging	Deflection ratio	1/2500 (L/H=1) 1/1250 (L/H=5)
	Cracking by hogging	Deflection ratio	1/5000 (L/H=1) 1/2500 (L/H=5)
Bridges – general	Ride quality	Total settlement	100 mm
	Structural distress	Total settlement	63 mm
	Function	Horizontal movement	38 mm
Bridges – multiple span	Structural damage	Angular distortion	1/250
Bridges – single span	Structural damage	Angular distortion	1/200

Figura 26 –Cedimenti limite (Piles and Pile foundations, Viaggiani, Mandolini, Russo 2012)

Il valore limite è posto pari a $w_{lim} = 63$ mm, superiore al cedimento massimo calcolato pari a $w_{g,max}$

La fondazione risulta per cui verificata.

9.3.7 Verifica connettori spalla (SLU)

In seguito è riportata la verifica dei connettori della spalla e della fondazione costituenti l'allargamento dell'impalcato.

Le sollecitazioni agenti sono ottenute dal modello di calcolo in combinazione ultima SLU partendo dalle sollecitazioni agenti sui collegamenti elastici modellati.

I connettori sono disposti a coppie con passo 20cm.

	Link	COMB	Node	Shear-y (ton)	Shear-z (ton)	Shear (ton)	V _i [ton]	F.S ≤ 1
Muro	13	SLU	1376	-13.34	-0.24	13.3	0.67	0.09
			1377	-13.34	-0.24	13.3	0.67	0.09
	14	SLU	318	-2.52	16.29	16.5	2.06	0.29
			440	-2.52	16.29	16.5	2.06	0.29
	15	SLU	287	-0.6	20.54	20.5	2.57	0.36
			435	-0.6	20.54	20.5	2.57	0.36
	16	SLU	256	0.57	23.75	23.8	2.97	0.42
			430	0.57	23.75	23.8	2.97	0.42
	17	SLU	225	1.42	25.43	25.5	3.18	0.45
			425	1.42	25.43	25.5	3.18	0.45
	18	SLU	194	2.35	26.36	26.5	3.31	0.47

	Link	COMB	Node	Shear-y (ton)	Shear-z (ton)	Shear (ton)	V _i [ton]	F.S ≤ 1
Fondazione			420	2.35	26.36	26.5	5.88	0.83
	19	SLU	84	2.66	25.82	26.0	5.77	0.81
			83	2.66	25.82	26.0	5.77	0.81
	20	SLU	78	-2.1	19.04	19.2	1.22	0.17
			76	-2.1	19.04	19.2	1.22	0.17
	21	SLU	1091	1.33	9.81	9.9	2.20	0.31
			1450	1.33	9.81	9.9	2.20	0.31
	22	SLU	713	3.83	11.17	11.8	2.62	0.37
			616	3.83	11.17	11.8	2.62	0.37
	23	SLU	1090	3.66	12.61	13.1	2.92	0.41
			1449	3.66	12.61	13.1	2.92	0.41
	24	SLU	712	3.48	13.69	14.1	3.14	0.44
			615	3.48	13.69	14.1	3.14	0.44
	25	SLU	711	2.25	15.31	15.5	3.44	0.48
			626	2.25	15.31	15.5	3.44	0.48
	26	SLU	710	1.74	15.97	16.1	3.57	0.50
			627	1.74	15.97	16.1	3.57	0.50
	27	SLU	709	1.24	16.87	16.9	3.76	0.53
			628	1.24	16.87	16.9	3.76	0.53
	28	SLU	708	0.76	17.52	17.5	3.90	0.55
			629	0.76	17.52	17.5	3.90	0.55
	29	SLU	707	0.29	18.25	18.3	4.06	0.57
			630	0.29	18.25	18.3	4.06	0.57
	30	SLU	706	-0.18	18.87	18.9	4.19	0.59
			631	-0.18	18.87	18.9	4.19	0.59
	31	SLU	705	-0.65	19.06	19.1	4.24	0.60
			632	-0.65	19.06	19.1	4.24	0.60
	32	SLU	704	-1.06	19.24	19.3	4.28	0.60
			633	-1.06	19.24	19.3	4.28	0.60
	33	SLU	81	7.55	45.73	46.3	2.94	0.41
			77	7.55	45.73	46.3	2.94	0.41
	34	SLU	1451	2.17	-14.31	14.5	0.92	0.13
			1089	2.17	-14.31	14.5	0.92	0.13

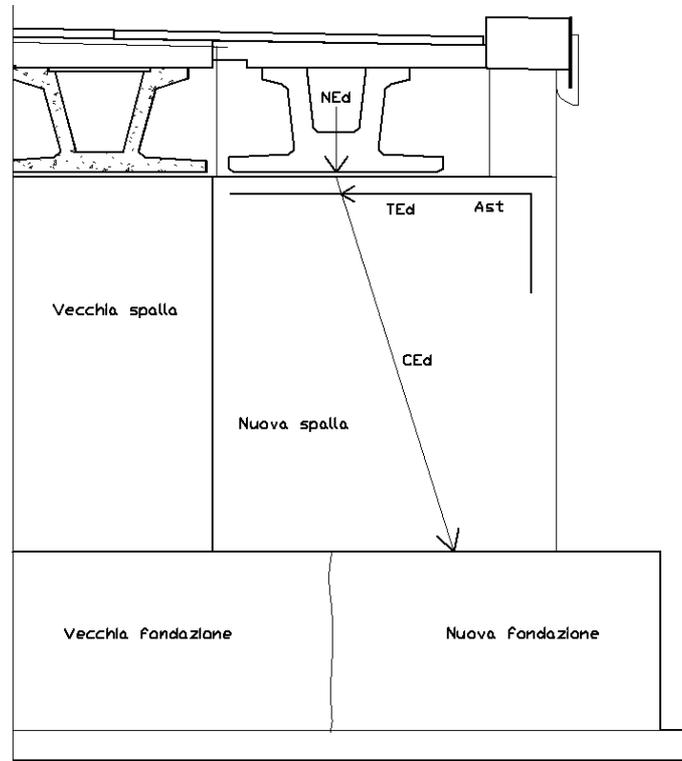
Figura 27 – Verifiche connettori

Il valore del taglio di calcolo agente sul singolo connettore è ottenuto applicando la seguente formula:

$V_i = V / (\text{passo mesh} / 20\text{cm}) / \text{numero connettori in una fila}$ (2 per i campi centrali, 7 per quelli di estremità).

Gli indici di verifica sono minori dell'unità, le connessioni risultano per cui verificate.

In virtù dello sfalsamento tra i giunti verticali tra nuovi getti e quelli vecchi è svolta una seconda verifica, ossia la possibilità dell'instaurazione di un meccanismo puntone-tirante al fine di trasferire il carico della trave dell'allargamento direttamente sulla fondazione come indicato nella figura seguente:



Il carico agente è pari a:

$$N_{Ed} = (790+720) \cdot 1.35 = 2038.5 \text{ kN}$$

L'area necessaria del tirante è pari a:

$$A_{st} = 21.71 \text{ cm}^2$$

Il tirante è costituito da $(5+5)\Phi 18$ $A_s = 25.45 \text{ cm}^2$

In seguito è riportato il calcolo della mensola.

VERIFICA MENSOLA ORIZZ. PIEDRITTO CNR 10025-98

GEOMETRIA DELLA MENSOLA

l =	1230 [mm]	aggetto della mensola
a =	1230 [mm]	distanza punto di applicazione del carico da filo pilastro
h =	3780 [mm]	altezza della mensola
b =	1400 [mm]	larghezza della mensola
d' =	50 [mm]	copriferro
d =	3730 [mm]	altezza utile

SOLLECITAZIONI DI CARICO

Vsd	2038500 N
Hsd =	0 N

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CLS	Rck	40 [N/mm ²]	
	fck =	33.20 [N/mm ²]	resistenza carat. a compressione cilindrica
	γ =	1.5 [-]	coeff. di sicurezza sul cls
	fcd =	18.81 [N/mm ²]	resistenza di calcolo a compressione

ACCIAIO	fyk	450 [N/mm ²]	
	fyd	391 [N/mm ²]	snervamento di calcolo armature a taglio

v	0.534	(deve essere ≥ 0.5)
v	0.53	
k =	0.709152	
vsd =	0.021	
λ_v =	0.330	snellezza della mensola

tg β =	2.8890	(con β = angolazione del puntone compresso)
ψ_{min} =	0.015481 (≤ 0.176)	Verificato

Taglio Resistente

c =	1.2 [-]	coeff. che tiene conto dell'attrito	getto unico
γ_n	1 [-]	coeff. che tiene conto natura sforzi	altro
Av =	4341 [mm ²]		

Armature

As1 =	18.03 [cm ²]
As2 =	0 [cm ²]
Av =	43.41 [cm ²]

Armatura di Calcolo	
At =	21.71 [cm ²]
Ap =	21.71 [cm ²]

area acciaio tirante principale

area armatura di parete da disporre nei 2/3 superiori

9.3.8 Verifica strutturale platea di fondazione

La fondazione è verificata nelle sezioni di valle e di monte.

Le forze agenti sono costituite dai pesi propri degli elementi, le azioni risultanti dai pali e dal peso del terreno a tergo della stessa, e del sovraccario se presente.

In seguito è riportato il calcolo delle sollecitazioni agenti.

Verifica fondazione - COMB STATICA

Momento sezione valle			
Fila	b [m]	F [ton]	M[ton m]
1	1.65	-80.45	-132.75
2	1.10	-52.23	-57.46
3	0.55	-76.32	-41.98
			-209.01
-232.18 tm		-100949 kgm/m	

Verifica fondazione - COMB SISMICA

Momento sezione valle			
Fila	b [m]	F [ton]	M[ton m]
1	1.65	15.98	26.37
2	1.10	2.78	3.05
3	0.55	-7.24	-3.98
MTOT		25.44 tm	7709 kgm/m

Momento sezione monte			
Fila	b [m]	F [ton]	M[ton m]
7	0.52	-68.05	-35.39
8	1.10	-43.99	-48.39
9	1.75	-63.92	-111.87
10	2.25	-41.24	-92.79
11	2.85	-59.79	-170.40 tm
peso terreno tergo			-458.83 tm
q	2.00	tm	
b	3.10	m	
h	5.02	m	
l	2.30	m	
P	71.59	t	
b	1.55	m	
M	110.96	tm	
peso proprio			
P	32.09	t	
M	49.73	tm	
MTOT		-298.15 tm	-129628 kgm/m

Momento sezione monte			
Fila	b [m]	F [ton]	M[ton m]
7	0.52	-53.70	-27.93
8	1.10	-43.54	-47.90
9	1.75	-76.93	-134.62
10	2.25	-59.02	-132.80
11	2.85	-100.15	-285.43 tm
peso terreno tergo			-628.68 tm
q	2.00	tm	
b	3.10	m	
h	5.02	m	
l	3.30	m	
P	102.71	t	
b	1.55	m	
M	159.20	tm	
peso proprio			
P	46.04	t	
M	71.35	tm	
MTOT		-398.12 tm	-120643 kgm/m

Il segno negativo tende le fibre inferiori della fondazione.

DATI GENERALI		
L, valle	2300 mm	aggetto della mensola valle
L, monte	3100 mm	aggetto della mensola monte
h=	1800 mm	altezza della mensola
b=	1000 mm	larghezza della mensola
d'=	50 mm	copriferro

COMBINAZIONE STATICA

SEZIONE VALLE		
Fila 1	Fila 2	Fila 3
1710	1100	520
24.38	15.83	23.13
OK	OK	OK
6.15	2.56	2.46

a [mm] =

F [t/m] =

CLS

 A_{st} [cm²/m]

a =

distanza punto di applicazione del carico da filo spalla

 A_{st} [cm²/m]

Area tirante principale

VERIFICHE STRUTTURALI

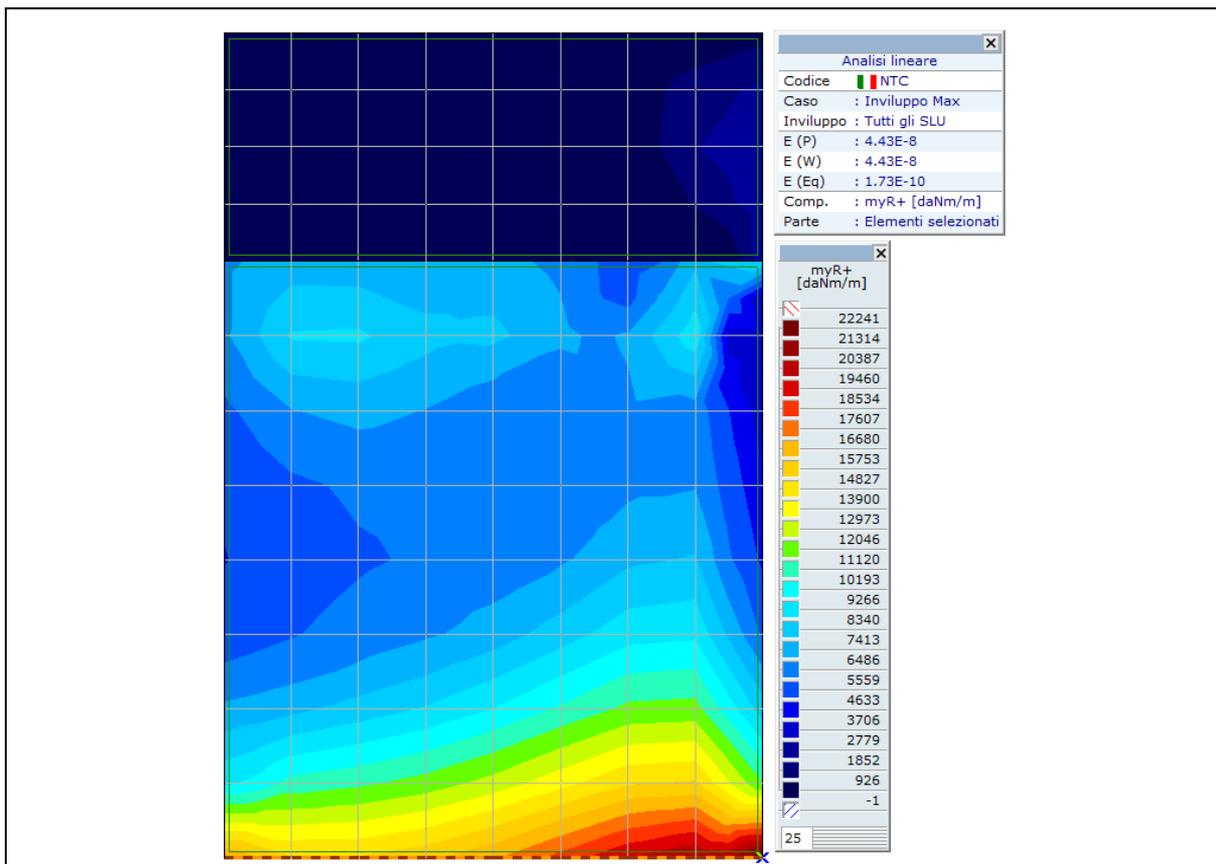
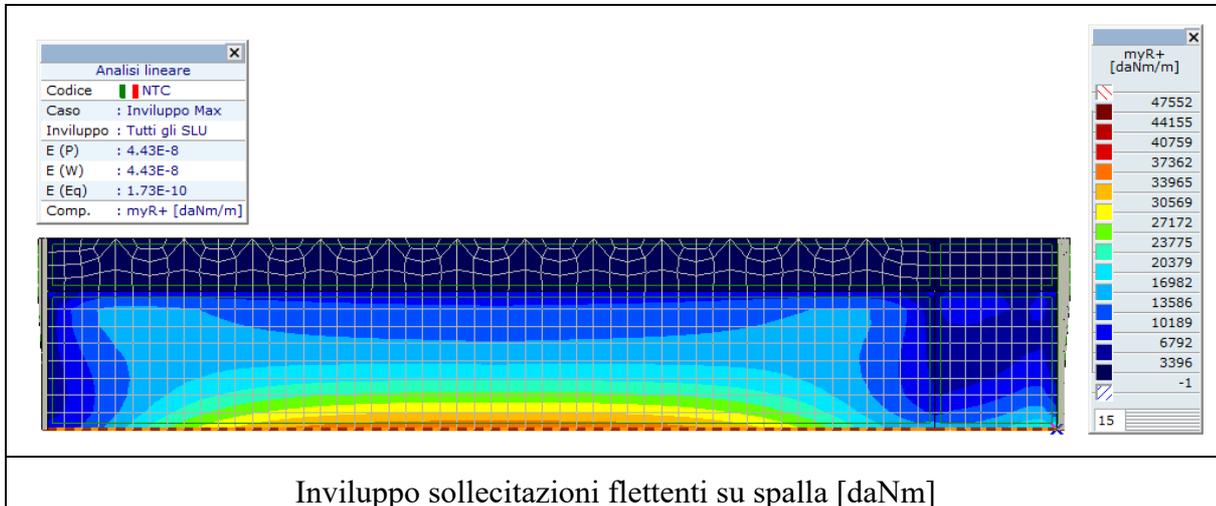
As, richiesta	As, disposta	n.	φ[mm]	n.	φ[mm]	VERIFICA	
$A_{st, valle}$	11.18 cm ²	39.09 cm ²	5	26	4	20	OK

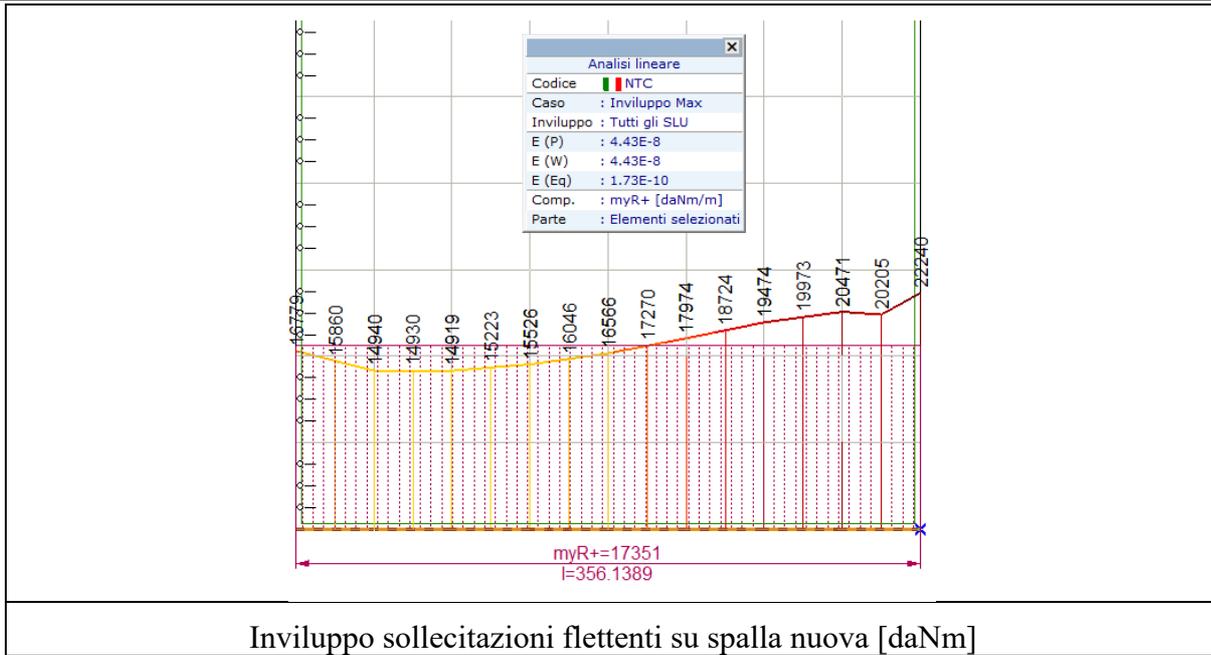
VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE	SEZIONE <i>Fondazione monte</i>			
PRESSOFLESSIONE RETTA				
d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009				
Calcestruzzo				
FC	1 Fattore di confidenza cls (solo esistente)			
R_{ck}	350 kg/cm ² Resistenza cubica a compressione			
g_c	1.5 Coeff. sicurezza calcestruzzo			
a_{cc}	0.85 Fattore di durata carico			
f_{cd}	165 kg/cm ² Resistenza di progetto a compressione			
Acciaio				
FC	1 Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)			
f_{yk}	4500 kg/cm ² Tensione di snervamento			
g_s	1.15 Coeff. sicurezza acciaio			
f_{yd}	3913 kg/cm ² Tensione di progetto			
Sezione				
b	100 cm Base			
h	180 cm Altezza			
c	5 cm Copriferro			
Armature				
Strato	y_i	n_b	f	A
	[cm]	[-]	[mm]	[cm ²]
1	5.0	5	20	15.70
2				0.00
3				0.00
4				0.00
5	175.0	4	20	12.56
6	175.0	5	26	26.54
VERIFICA SLU		Asse neutro SLU		
$N_{ed, SLU}$	0 kg Sforzo normale agente	x_{SLU}	8.14 cm	
y_{NEd}	90 cm Eccentricità sforzo normale			
$M_{Ed, SLU}$	129628 kg m Momento flettente agente			
M_{Rd}	261849 kg m	M_{Ed}/M_{Rd}	0.50	≤ 1
			VERIFICATO	

La fondazione è per cui armata con una maglia base di $\Phi 26/20$ superiore ed inferiore con degli infittimenti di $\Phi 20/20$ inferiori.

9.3.9 Verifica strutturale del fusto della nuova spalla (SLU)

Nella modellazione del nuovo tratto di spalla al fine di valutare in maniera corretta le sollecitazioni si è inserita una ceriera lineare lungo la linea di giunzione tra il vecchio ed il nuovo muro.





Il massimo momento agente è pari a:

$$M_{Ed} = 222,40 \text{ kNm}$$

**VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE
PRESSOFLESSIONE RETTA**
Calcestruzzo

FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)
$R_{ck} =$	400 kg/cm ²	Resistenza cubica a compressione
$\gamma_c =$	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo
$\alpha_{cc} =$	0.85	Fattore di durata carico
$f_{cd} =$	188 kg/cm ²	Resistenza di progetto a compressione

Acciaio

FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)
$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²	Tensione di snervamento
$\gamma_s =$	1.15	Coeff. sicurezza acciaio
$f_{yd} =$	3913 kg/cm ²	Tensione di progetto

Sezione

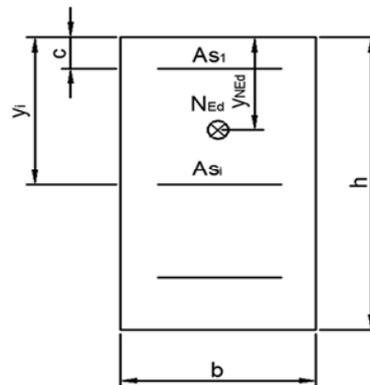
b	100 cm	Base
h	140 cm	Altezza
c	5 cm	Copriferro

Sollecitazioni

N_{Ed}	0 kg	Sforzo normale agente
y_{NEd}	70 cm	Eccentricità sforzo normale
M_{Ed}	22240 kg m	Momento flettente agente

Armature

Strato	y_i	n_b	ϕ	A
	[cm]	[-]	[mm]	[cm ²]
1	5.0	5	20	15.70
2				0.00
3				0.00
4				0.00
5				0.00
6	135.0	5	26	26.54

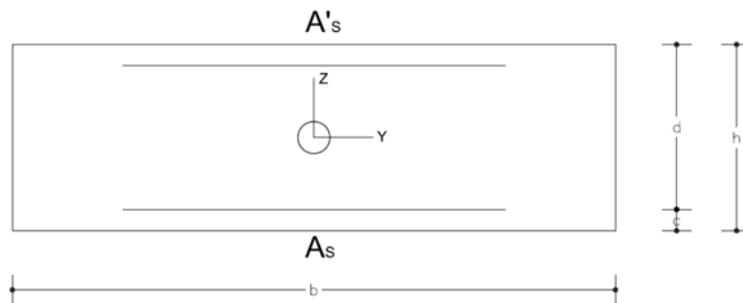


M_{Rd}	137293 kg m	0.16	Verificato
----------	-------------	------	------------

L'armatura di ripartizione orizzontale è composta da $\Phi 16/20$.

9.3.10 Verifiche del nuovo muro di risvolto (SLU)

Le caratteristiche geometriche, le armature delle sezioni e le azioni sollecitanti e resistenti di progetto sono riferite all'immagine di seguito riportata.



Sono effettuate le verifiche in due sezioni indicate in seguito:

Sezione di attacco ala sp. 60 cm

Sezione di base sp. 80 cm

I muri andatori sono stati verificati rispetto alle spinte del terreno a tergo della spalla e dalle forze d'inerzia in condizioni sismiche.

Le figure che seguono mostrano le caratteristiche della sollecitazione dei nuovi muri andatori.

In seguito è riportato il modello di calcolo del muro utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni.

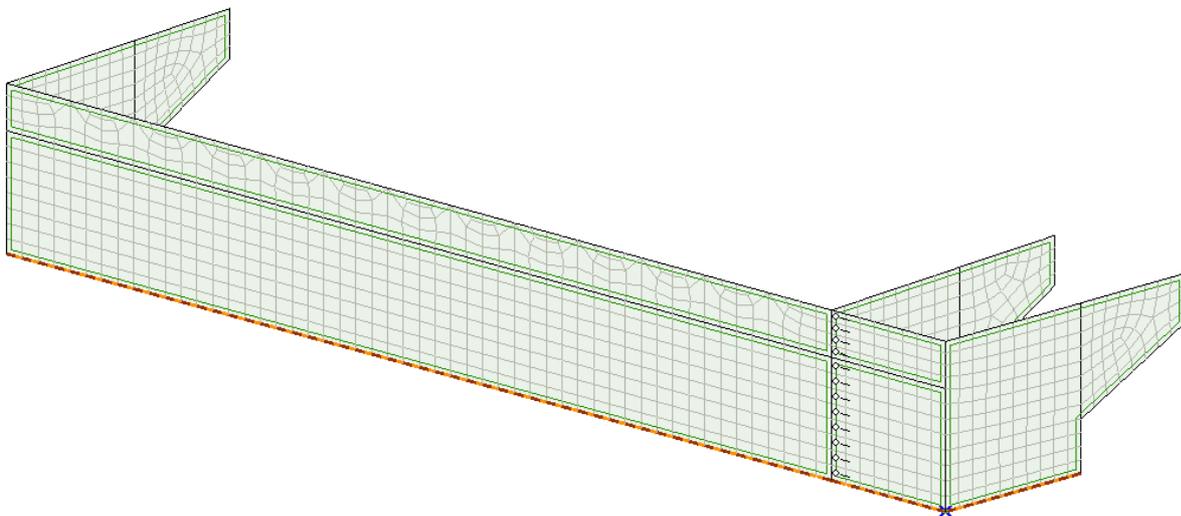
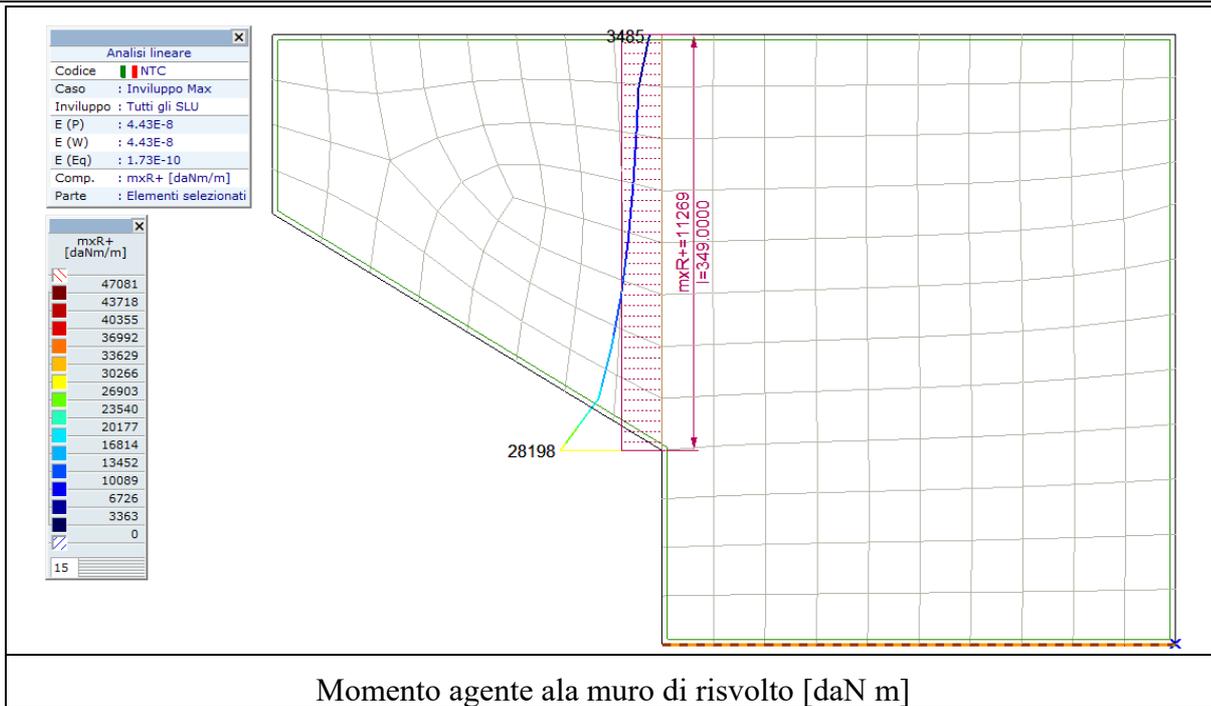


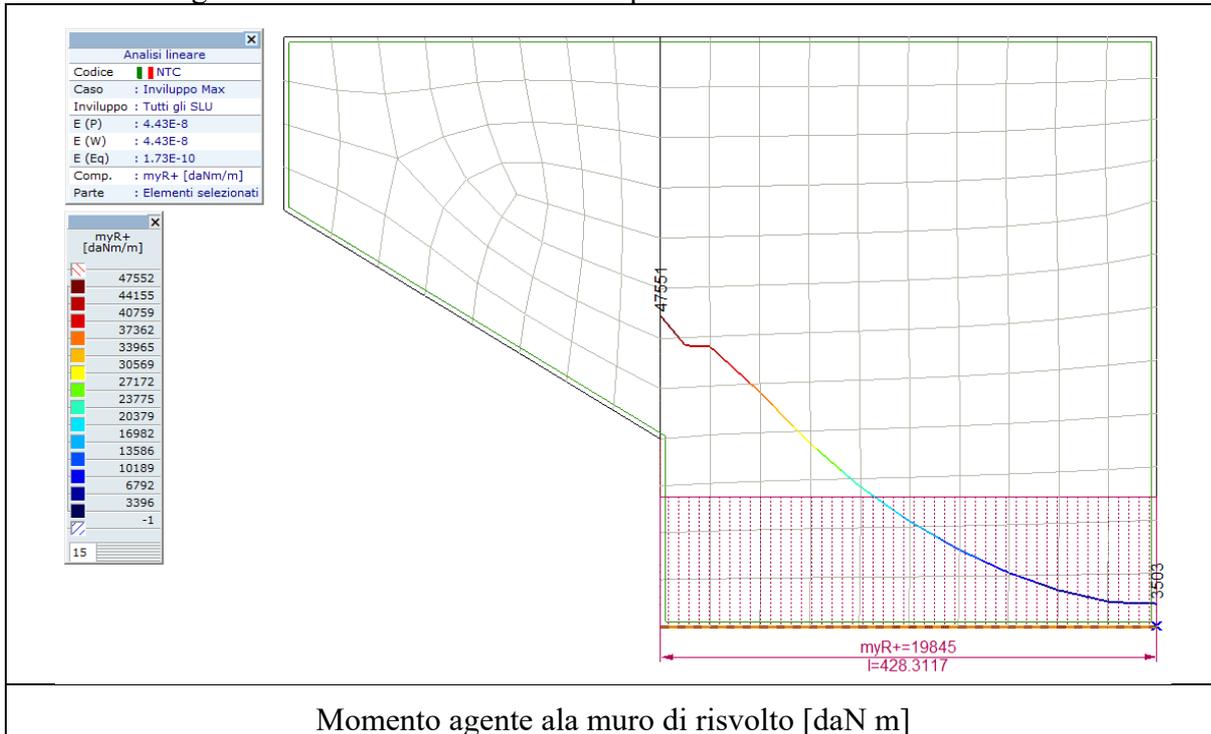
Figura 28 – *Modello Fem calcolo sollecitazioni muri risvolto*



Il momento agente sulla sezione di verifica dell'ala è pari a:

M_{Ed} : 281.98 kNm

Il momento agente sulla sezione di base risulta pari a:



M_{Ed} : 475.51 kNm

Verifica muro d'ala

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE	<i>Muro ala</i>
PRESSOFLESSIONE RETTA			
<i>d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009</i>			
Calcestruzzo			
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)	
$R_{ck} =$	400 kg/cm ²	Resistenza cubica a compressione	
$g_c =$	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo	
$a_{cc} =$	0.85	Fattore di durata carico	
$f_{cd} =$	188 kg/cm ²	Resistenza di progetto a compressione	
Acciaio			
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)	
$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²	Tensione di snervamento	
$g_s =$	1.15	Coeff. sicurezza acciaio	
$f_{yd} =$	3913 kg/cm ²	Tensione di progetto	
Sezione			
b	100 cm	Base	
h	60 cm	Altezza	
c	4 cm	Copriferro	
Armature			
Strato	y_i	n_b	f
	[cm]	[-]	[mm]
1	4.0	5	16
2	4.0	4	20
3			
4			
5	56.0	4	20
6	56.0	5	16
VERIFICA SLU			
$N_{ed,SLU}$	0 kg	Sforzo normale agente	Asse neutro SLU
y_{NEd}	30 cm	Eccentricità sforzo normale	x_{SLU} 4.53 cm
$M_{Ed,SLU}$	28198 kg m	Momento flettente agente	
M_{Rd}	47466 kg m	$M_{Ed}/M_{Rd} =$ 0.59 ≤ 1	VERIFICATO

Verifica muro di risvolto base

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE		SEZIONE		
PRESSOFLESSIONE RETTA		Muro ala base		
d.m. 14/01/2008 - circ. 617/2009				
Calcestruzzo				
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)		
R_{ck}	400 kg/cm ²	Resistenza cubica a compressione		
g_c	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo		
a_{cc}	0.85	Fattore di durata carico		
f_{cd}	188 kg/cm ²	Resistenza di progetto a compressione		
Acciaio				
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)		
f_{yk}	4500 kg/cm ²	Tensione di snervamento		
g_s	1.15	Coeff. sicurezza acciaio		
f_{yd}	3913 kg/cm ²	Tensione di progetto		
Sezione				
b	100 cm	Base		
h	80 cm	Altezza		
c	4 cm	Copriferro		
Armature				
Strato	y_i	n_b	f	A
	[cm]	[-]	[mm]	[cm ²]
1	4.0	5	20	15.70
2				0.00
3				0.00
4				0.00
5				0.00
6	76.0	5	26	26.54
VERIFICA SLU				Asse neutro SLU
$N_{ed,SLU}$	14171 kg	Sforzo normale agente		x_{SLU} 5.84 cm
y_{NEd}	40 cm	Eccentricità sforzo normale		
$M_{Ed,SLU}$	47551 kg m	Momento flettente agente		
M_{Rd}	81406 kg m	$M_{Ed}/M_{Rd} =$	0.58	≤ 1
				VERIFICATO

L'armatura di ripartizione orizzontale è composta da $\Phi 16/20$.

9.3.11 Verifiche del paraghiaia (SLU)

La verifica del paraghiaia è svolta secondo quanto indicato nel par. 8.5 della presente relazione tenendo conto della frenata e della spinta del terreno in combinazione A1+M1+R1.

Le sezioni di verifica sono indicate nella figura seguente:

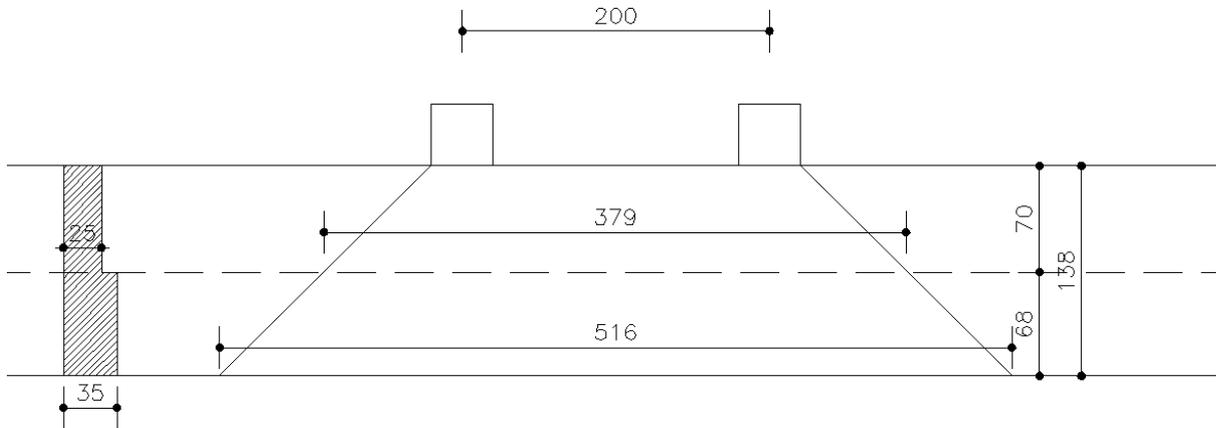


Figura 29 – Sezioni di verifica paraghiaia

La forza orizzontale agente è pari a:

$$F = 180,00 \cdot 1,35 = 243 \text{ kN}$$

Azione frenata

$$S1 = 0,5 \cdot 27,00 \cdot 1,38^2 \cdot 0,271 \cdot 5,16 \cdot 1,35 = 48,53 \text{ kN}$$

Spinta terreno sezione 1 (35 cm)

$$S2 = 0,5 \cdot 27,00 \cdot 0,7^2 \cdot 0,271 \cdot 3,79 \cdot 1,35 = 9,16 \text{ kN}$$

Spinta terreno sezione 2 (25 cm)

$$M_{Ed1} = 243 \cdot 1,38 + 48,53 \cdot 1,38/3 = 357,66 \text{ kN m}$$

Momento agente sezione 1 (35 cm)

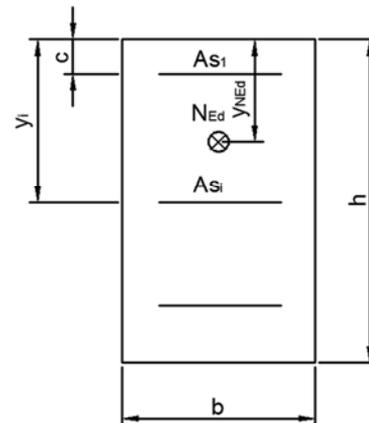
$$M_{Ed1} = 243 \cdot 0,7 + 9,16 \cdot 0,7/3 = 172,23 \text{ kN m}$$

Momento agente sezione 2 (25 cm)

E' disposta un armatura base di $\Phi 14/20$ da entrambi i lati del paraghiaia con delle barre di integrazione ($1\Phi 16/40$ solo per armare la zona di incastro)

In seguito sono riportate le verifiche delle sezioni.

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE				
PRESSOFLESSIONE RETTA				
Calcestruzzo				
FC	1 Fattore di confidenza cls (solo esistente)			
$R_{ck} =$	350 kg/cm ² Resistenza cubica a compressione			
$\gamma_c =$	1.5 Coeff. sicurezza calcestruzzo			
$\alpha_{cc} =$	0.85 Fattore di durata carico			
$f_{cd} =$	165 kg/cm ² Resistenza di progetto a compressione			
Acciaio				
FC	1 Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)			
$f_{yk} =$	4500 kg/cm ² Tensione di snervamento			
$\gamma_s =$	1.15 Coeff. sicurezza acciaio			
$f_{yd} =$	3913 kg/cm ² Tensione di progetto			
Sezione				
b	500 cm Base			
h	35 cm Altezza			
c	5 cm Copriferro			
Sollecitazioni				
N_{Ed}	30000 kg Sforzo normale agente			
y_{NEd}	17.5 cm Eccentricità sforzo normale			
M_{Ed}	35766 kg m Momento flettente agente			
Armature				
Strato	y_i	n_b	ϕ	A
	[cm]	[-]	[mm]	[cm ²]
1	5.0	25	14	38.48
2				0.00
3				0.00
4				0.00
5				0.00
6	30.0	25	14	38.48
M_{Rd}	50178 kg m	0.71	Verificato	



N.B. si trascurano le barre d16 di integrazione.

Il momento a SLU per ml vale: $M_{1,sd} = 35766/5 = 7153 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Tale momento è inferiore a quello riportato nella verifica successiva relativamente alle azioni indotte dal carico tandem.

**VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE
PRESSOFLESSIONE RETTA**
Calcestruzzo

FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)
$R_{ck} =$	350 kg/cm ²	Resistenza cubica a compressione
$\gamma_c =$	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo
$\alpha_{cc} =$	0.85	Fattore di durata carico
$f_{cd} =$	165 kg/cm ²	Resistenza di progetto a compressione

Acciaio

FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)
$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²	Tensione di snervamento
$\gamma_s =$	1.15	Coeff. sicurezza acciaio
$f_{yd} =$	3913 kg/cm ²	Tensione di progetto

Sezione

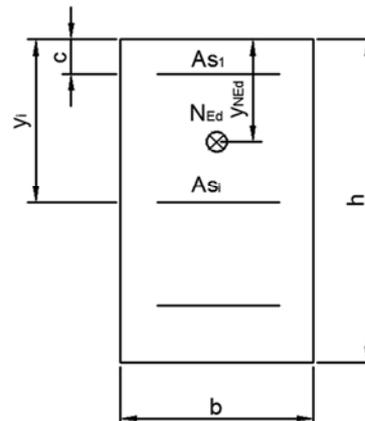
b	380 cm	Base
h	25 cm	Altezza
c	5 cm	Copriferro

Sollecitazioni

N_{Ed}	30000 kg	Sforzo normale agente
y_{NEd}	12.5 cm	Eccentricità sforzo normale
M_{Ed}	17223 kg m	Momento flettente agente

Armature

Strato	y_i	n_b	ϕ	A
	[cm]	[-]	[mm]	[cm ²]
1	5.0	19	14	29.24
2				0.00
3				0.00
4				0.00
5				0.00
6	20.0	19	14	29.24



M_{Rd}	26141 kg m	0.66	Verificato
----------	------------	------	------------

9.3.12 Verifiche del paraghiaia a SLE

Il momento a SLE per la condizione di carico in oggetto si stima in

$$M_{E,sd} \sim M_{Sd} / 1.3 = 35766 / 1.3 = 27512 \text{ kg*m}$$

Per ml di parete si ha

$$M_{E1,sd} = 27512 / 5 = 5502 \text{ kg*m/m}$$

Tale momento è inferiore a quello riportato nella verifica successiva relativamente alle azioni indotte dal carico tandem. Si rimanda a tale verifica come più gravosa.

9.3.13 Verifiche del paraghiaia: effetto tandem a tergo (STR-SLU)

L'azione del tandem a tergo si valuta con le formule del Terzaghi (cfr. Lancellotta-Calavera §4.5.7).

Tali formule sono implementate in uno specifico foglio elettronico, ed i risultati sono di seguito riportati:

Dati di calcolo										
B =	15	m	larghezza di indagine							
H =	1.5	m	altezza parete							
2a =	1.2	m	distanza assi tandem nel senso di marcia							
c =	2	m	distanza trsversale ruote asse							
X _s =	0.375	m	distanza tandem dalla parete							
Q =	150	kN	singolo carico ruota							
Ruota	Y ₀	X ₀	m	k*J	punti di nullo della ripartizione		estinzione in asse carico			
1	-0.6	0.375	0.250	0.7875	2.0	-3.2 m	2.6 m			
2	0.6	0.375	0.250	0.7875	3.2	-2.0 m	2.6 m			
3	-0.6	2.375	1.583	0.0516	15.9	-17.1 m	16.5 m			
4	0.6	2.375	1.583	0.0516	17.1	-15.9 m	16.5 m			
k*J =	0.7875	0.7875	0.0516	0.0516	Q/H = 100.0 kN/m					
Y (m)	Q1	Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4	Area	r _{med}
-7.5	0.000	0.000	0.042	0.024	0.000	0.0000	0.0022	0.0013	0.003	0.010
-4.5	0.000	0.000	0.185	0.100	0.000	0.0000	0.0095	0.0052	0.015	
-4.0	0.000	0.000	0.241	0.129	0.000	0.0000	0.0125	0.0067	0.019	0.025
-3.5	0.000	0.000	0.317	0.167	0.000	0.0000	0.0163	0.0086	0.025	
-3.0	0.000	0.000	0.416	0.217	0.000	0.0000	0.0215	0.0112	0.033	0.048
-2.5	0.003	0.000	0.543	0.284	0.003	0.0000	0.0280	0.0147	0.045	
-2.0	0.017	0.000	0.694	0.373	0.013	0.0000	0.0358	0.0193	0.068	0.180
-1.5	0.075	0.001	0.849	0.489	0.059	0.0011	0.0438	0.0252	0.129	
-1.00	0.387	0.009	0.967	0.632	0.305	0.0073	0.0499	0.0326	0.394	
-0.6	1.000	0.031	1.000	0.758	0.788	0.0242	0.0516	0.0391	0.902	
0.0	0.195	0.195	0.928	0.928	0.154	0.1536	0.0479	0.0479	0.403	0.651
0.6	0.031	1.000	0.758	1.000	0.024	0.7875	0.0391	0.0516	0.902	
1.00	0.009	0.387	0.632	0.967	0.007	0.3047	0.0326	0.0499	0.394	0.180
1.5	0.001	0.075	0.489	0.849	0.001	0.0590	0.0252	0.0438	0.129	
2.0	0.000	0.017	0.373	0.694	0.000	0.0134	0.0193	0.0358	0.068	0.048
2.5	0.000	0.003	0.284	0.543	0.000	0.0026	0.0147	0.0280	0.045	
3.0	0.000	0.000	0.217	0.416	0.000	0.0001	0.0112	0.0215	0.033	0.025
3.5	0.000	0.000	0.167	0.317	0.000	0.0000	0.0086	0.0163	0.025	
4.0	0.000	0.000	0.129	0.241	0.000	0.0000	0.0067	0.0125	0.019	0.010
4.5	0.000	0.000	0.100	0.185	0.000	0.0000	0.0052	0.0095	0.015	
7.5	0.000	0.000	0.024	0.042	0.000	0.0000	0.0013	0.0022	0.003	

Diagramma scalettato pressioni							
Y (m)	r _{med}	P _h	q _{eq}				
m	-	kN/m	kN/mq				
-7.5	0.010	1.0	1.60	0.68			
-4.5	0.010	1.0	1.60	0.68			
-4.0	0.010	1.0	1.60	0.68			
-4.0	0.025	2.5	3.98	1.70			
-3.5	0.025	2.5	3.98	1.70			
-3.0	0.025	2.5	3.98	1.70			
-3.0	0.048	4.8	7.50	3.20			
-2.5	0.048	4.8	7.50	3.20			
-2.0	0.048	4.8	7.50	3.20			
-2.0	0.180	18.0	28.19	12.02			
-1.5	0.180	18.0	28.19	12.02			
-1.0	0.180	18.0	28.19	12.02			
-1.0	0.651	65.1	101.77	43.40			
-0.6	0.651	65.1	101.77	43.40			
0.0	0.651	65.1	101.77	43.40			
0.6	0.651	65.1	101.77	43.40			
1.0	0.651	65.1	101.77	43.40			
1.0	0.180	18.0	28.19	12.02			
1.5	0.180	18.0	28.19	12.02			
2.0	0.180	18.0	28.19	12.02			
2.0	0.048	4.8	7.50				
2.5	0.048	4.8	7.50				
3.0	0.048	4.8	7.50				
3.0	0.025	2.5	3.98				
3.5	0.025	2.5	3.98				
4.0	0.025	2.5	3.98				
4.0	0.010	1.0	1.60				
4.5	0.010	1.0	1.60				
7.5	0.010	1.0	1.60				
m	-	kN/m	kN/mq				

Dati terreno		
$\phi =$	35 °	
$K_a =$	0.271	0
$K_0 =$	0.426	1
$K =$	0.426	calc.

Il carico tandem può essere simulato come un carico ripartito, per fasce, a tergo del muro la cui entità è riportata nel precedente tabulato.

Per il calcolo si applicano tali azioni come fasce di carico considerando il paraghiaia come una piastra appoggiata su due lati (ai muri di risvolto) e incastrata alla base.

Con tale schema statico e di carico è effettuata, di seguito, la verifica dell'elemento.

Si deve osservare come il secondo asse, praticamente, cadrebbe fuori dal cuneo di spinta, e pertanto non eserciterebbe azioni apprezzabili, come peraltro evidenziato dai successivi grafici delle azioni.

Nel manufatto è disposta un armatura base di $\Phi 14/20$ da entrambi i lati del paraghiaia con delle barre di integrazione ($1\Phi 16/40$ solo per armare la zona di incastro)

In seguito sono riportate le verifiche delle sezioni.

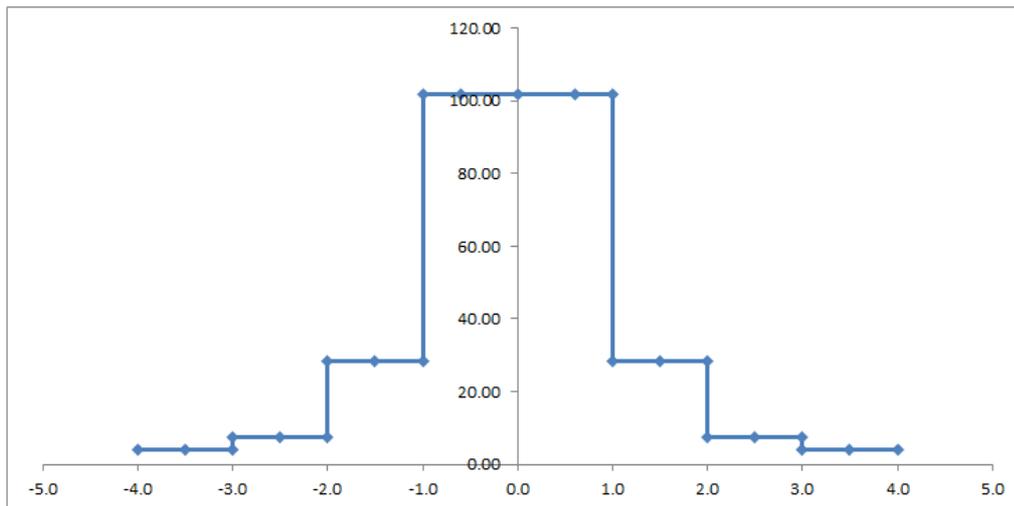
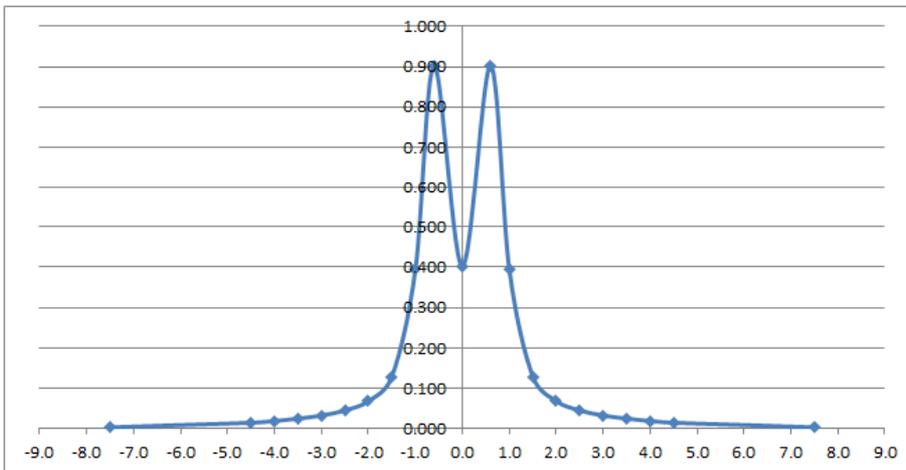
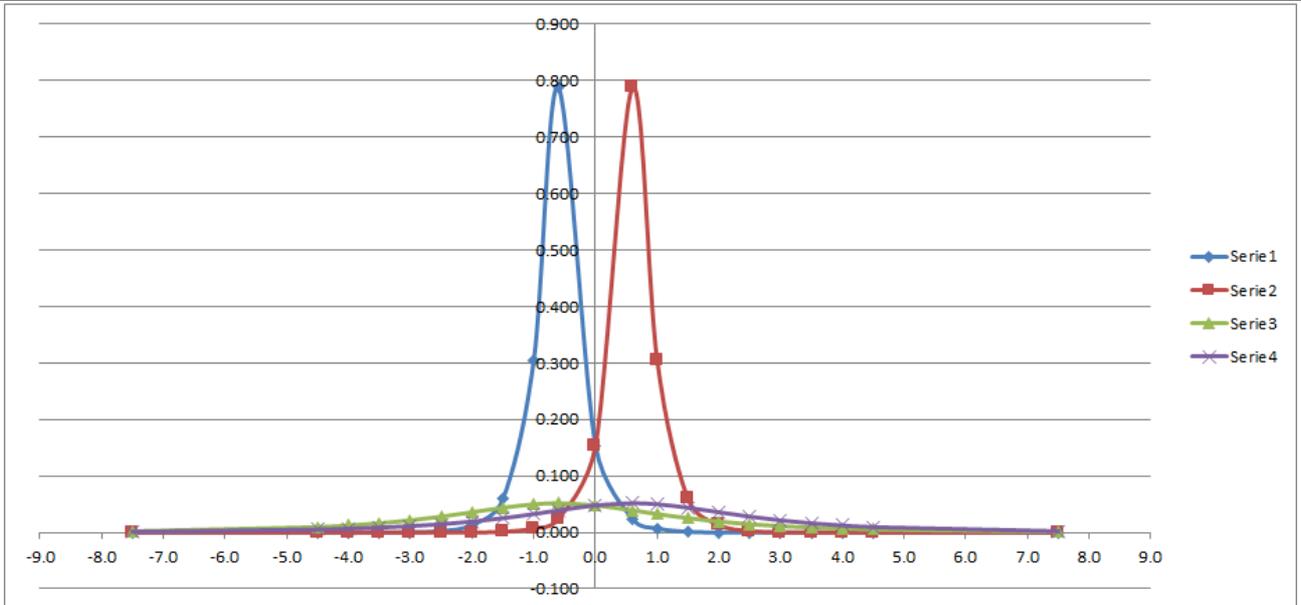


Figura 30: Azioni attergo del paraghiaia per effetto del carico tandem

Le sollecitazioni di calcolo allo SLU sono dedotte dal seguente modello, come integrale sulla fasica di 1m in asse al paraghiaia.

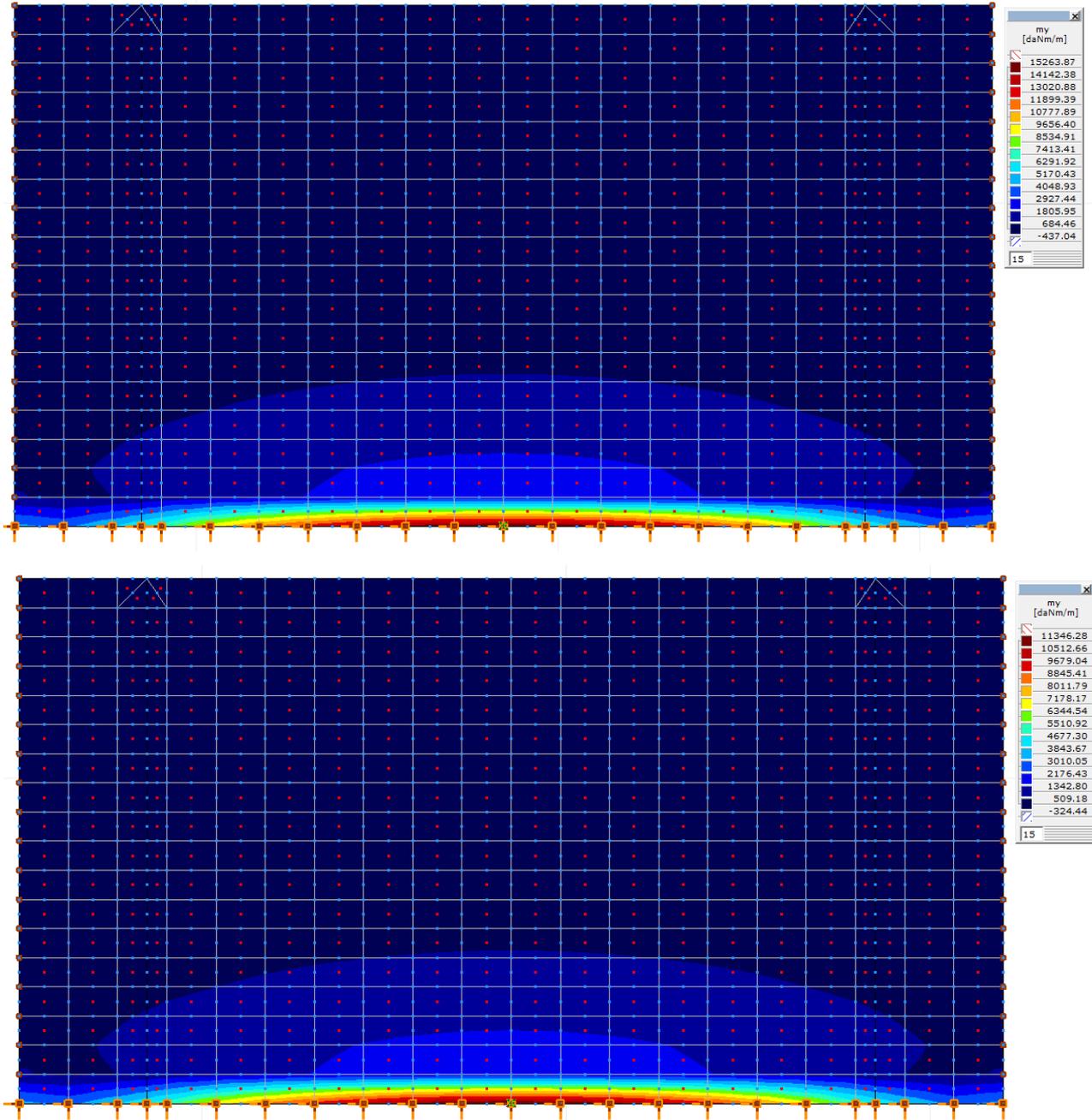


Figura 31: sollecitazione SLU SLE piano verticale paraghiaia

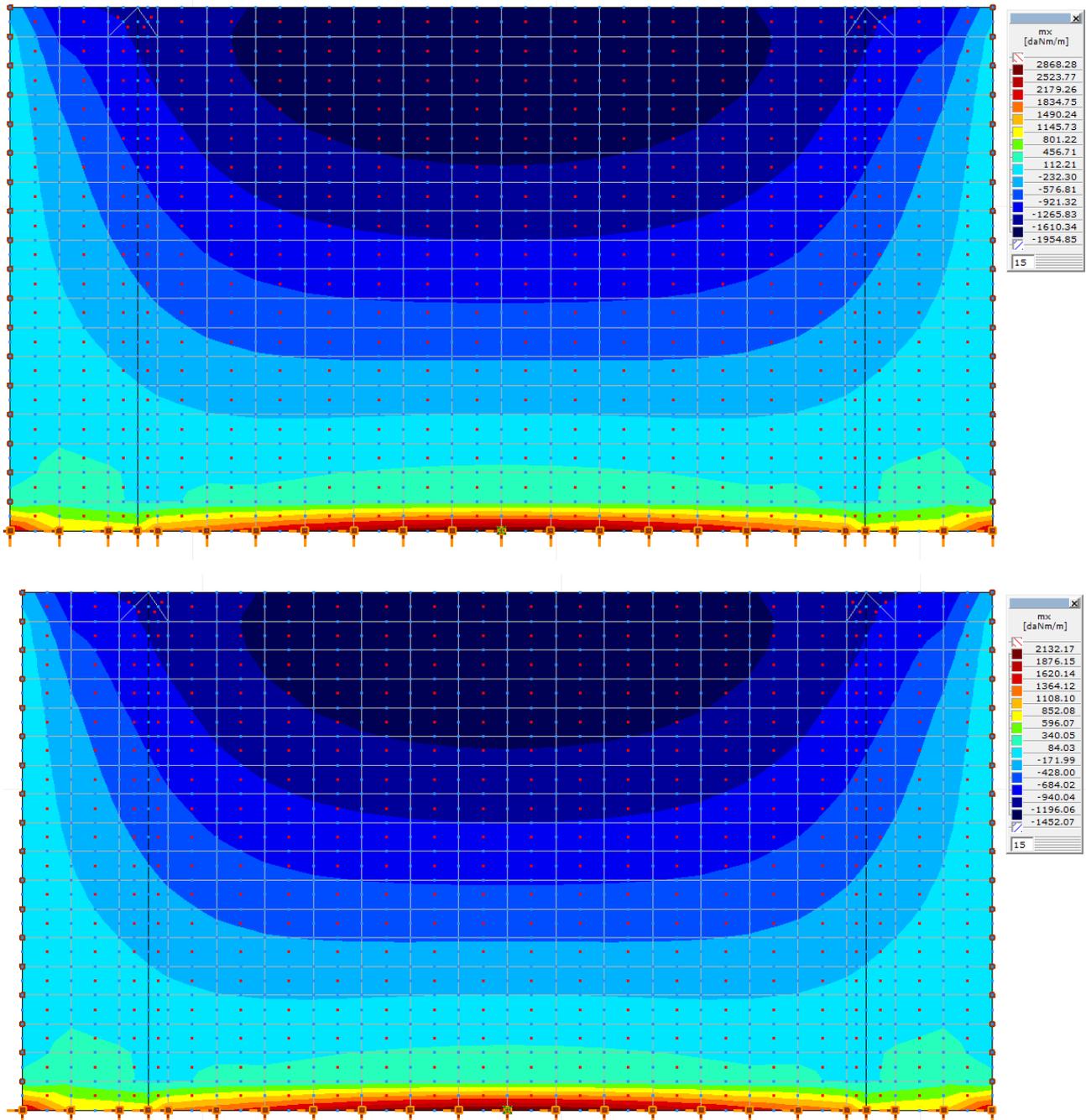


Figura 32: Sollecitazioni SLU/SLE paraghiaia piano orizz.

Le sollecitazioni lette dal modello sono le seguenti

Sollecitazioni agenti

Condizione	M_{Sd}	σ_s
	kg*cm	kg/cmq
SLU	1431108	-
CAR	1063831	3105
FREQ.	293795	858
Q.P.	1063831	3105

Le verifiche sono di seguito riportate

9.3.14 Verifiche a SLU

A. Verifica sezione flessione nel piano verticale (incastro)

Verifica a flessione DM08

Calcestruzzo

$R_{ck} =$	400 kg/cm ²
$f_{ck} =$	332 kg/cm ²
$f_{ctm} =$	31.0 kg/cm ²
$f_{ctk} =$	21.7 kg/cm ²
$\gamma_c =$	1.5
$\alpha_{cc} =$	0.85

Acciaio

$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²
$\gamma_s =$	1.15
$f_{yd} =$	3913 kg/cm ²
$f_{cd} =$	188 kg/cm ²
$f'_{cd} =$	94 kg/cm ²
$f_{ctd} =$	14.5 kg/cm ²

Dati sezione

$b_w =$	100 cm	
$h =$	35 cm	
$c =$	5 cm	copriferro
$d =$	30 cm	altezza utile

Armatura tesa disposta

$$C_{med} = 5.0 \text{ cm}$$

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
4	16	8.04	5
2.5	16	5.02	5

$$A_{sw} = 13.06 \text{ cm}^2$$

Momento resistente

$$q = 0.0905 \quad \text{percentuale meccanica d'armatura}$$

$$M_{Rd} = 1461790 \text{ kg*cm} \quad \text{momento resistente}$$

$$M_{Rd} = 14618 \text{ kg*m}$$

$$M_{Sd} = 1431108 \text{ kg*cm} \quad \text{momento di calcolo}$$

$$FS = 1.021 \quad \text{VER SI}$$

La sezione è verificata

B. Verifica sezione flessione nel piano orizzontale (testa)**Verifica a flessione DM08****Calcestruzzo**

$$R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = 249 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ctm} = 25.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 17.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Acciaio

$$f_{yk} = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

f_{yd}	3913	kg/cm ²
f_{cd}	141	kg/cm ²
f'_{cd}	71	kg/cm ²
f_{ctd}	11.9	kg/cm ²

Dati sezione

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$c = 5 \text{ cm} \quad \text{copriferro}$$

$$d = 15 \text{ cm} \quad \text{altezza utile}$$

Armatura tesa disposta

$$C_{med} = 5.0 \text{ cm}$$

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	10	3.92	5
0	0	0.00	5

$$A_{sw} = 3.92 \text{ cm}^2$$

Momento resistente

$$q = 0.0725 \quad \text{percentuale meccanica d'armatura}$$

$$M_{Rd} = 221517 \text{ kg*cm} \quad \text{momento resistente}$$

$$M_{Rd} = 2215 \text{ kg*m}$$

$$M_{Sd} = 195400 \text{ kg*cm} \quad \text{momento di calcolo}$$

$$FS = 1.13 \quad \text{VER SI}$$

9.3.15 Verifiche a SLE

A) Verifica sezione flessione nel piano verticale (incastro)

Verifica a fessurazione DM08

Calcestruzzo

$$\begin{aligned} R_{ck} &= 400 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{ck} &= 332 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{ctk} &= 22.1 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{c,car} &= 199.2 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{c,qp} &= 149.4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Acciaio

$$\begin{aligned} E_s &= 2100000 \text{ kg/cm}^2 \\ n &= 15 \\ f_{yk} &= 4500 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{s,car} &= 3600 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

f_{ctm}	=	31.0	kg/cm ²
f_{ctm}	=	37.2	kg/cm ²
f_{cteff}	=	31.0	kg/cm ²
E_{cm}	=	336428	kg/cm ²
Parametri "k" per calcolo			
k_1	=	0.6	
k_1	=	0.8	
k_2	=	0.5	
k_3	=	3.4	
k_4	=	0.425	

Sollecitazioni agenti

Condizione	M_{Sd}	σ_s
	kg*cm	kg/cmq
SLU	1431108	-
CAR	1063831	3027
FREQ.	293795	836
Q.P.	1063831	3027

Condizione caratteristica		Condizione q.p.		Tensioni imposte per fessur.	
M_{Sd}	1063831 kg*cm	M_{Sd}	1063831 kg*cm	$\sigma_{s,QP}$	0 kg/cmq
N_{Sd}	0 kg	N_{Sd}	0 kg	$\sigma_{s,FRQ}$	0 kg/cmq

Dati sezione

$$\begin{aligned} b_w &= 100 \text{ cm} && \text{base trave} \\ h &= 35 \text{ cm} && \text{altezza totale trave} \\ c &= 5 \text{ cm} && \text{copriferro armatura tesa} \\ d &= 30 \text{ cm} && \text{h. utile} \\ A_{eff} &= 878.22 \text{ cm}^2 && \text{area efficace in trazione} \\ x_n &= 8.65 \text{ cm} && \text{asse neutro da l.s.} \end{aligned}$$

Armatura sezione (y_i dal lembo teso)

Strato	n. ferri	ϕ_h [mm]	y _i [cm]	A _{si}	
1-t	4	16	5	8.04	tesa
2-t	2.5	16	5	5.03	tesa
3-c	0	0	0	0.00	comp.
4-c	4	16	30	8.04	comp.

SLE - Tensioni materiali comb. CAR (rara) / QP

$$\begin{aligned} \sigma_{c,CAR} &= -82 \text{ kg/cm}^2 && \text{max compressione cls} \\ \sigma_{c,QP} &= -82 \text{ kg/cm}^2 && \text{max compressione cls} \\ \sigma_{s,CAR} &= 3027 \text{ kg/cm}^2 && \text{trazione massima ferri} \\ \sigma_{s,CAR} &= -518 \text{ kg/cm}^2 && \text{max compr. ferri} \end{aligned}$$

	VER	IM	FS
CAR	SI	0.41	2.44
QP	SI	0.55	2
CAR	SI	0.84	1.19
CAR	SI	0.14	6.95

SLE - Calcolo ampiezza fessure comb. Q.P.

$$\begin{aligned} y_{ao} &= 5.00 \text{ cm} && \text{baricentro arm. tesa} \\ \phi_{eq} &= 16.0 \text{ mm} && \text{diametro equivalente} \\ A_{st} &= 13.07 \text{ cm}^2 && \text{area ferro tesa} \\ \rho_{eff} &= 0.0149 && \% \text{ area tesa} \\ \sigma_{s,QP} &= 3027 \text{ kg/cm}^2 && \text{tensione acciaio teso (Q.P.)} \\ \sigma_{s,FRQ} &= 836 \text{ kg/cm}^2 && \text{tensione acciaio teso (FREQ)} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = 759241 \text{ kg*cm} \quad \text{momento di prima fessurazione}$$

Sez. fessurata - calcolo ampiezza fessure

$$\begin{aligned} s_{max} &= 353 \text{ mm} && \text{distanza fessure} \\ \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} &= 0.000791 - 0.00025 && \text{deformazione acciaio tra due fess.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w_{d,QP} &= 0.28 \text{ mm} && \text{ampiezza massima fessure} \\ w_{d,FRQ} &= -0.09 \text{ mm} && \end{aligned}$$

B) Verifica sezione flessione nel piano orizzontale (testa)**Verifica a fessurazione DM08****Calcestruzzo**

$$R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = 249 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 18.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{c,car} = 149.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{c,qp} = 112.1 \text{ kg/cm}^2$$

Acciaio

$$E_S = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

$$f_{yk} = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,car} = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

$f_{ctm} =$	25.6	kg/cm ²
$f_{ctm} =$	30.7	kg/cm ²
$f_{cteff} =$	25.6	kg/cm ²
$E_{cm} =$	314472	kg/cm ²
Parametri "k" per calcolo		
$k_t =$	0.6	
$k_1 =$	0.8	
$k_2 =$	0.5	
$k_3 =$	3.4	
$k_4 =$	0.425	

Sollecitazioni agenti

Condizione	M_{Sd}	σ_s
	kg*cm	kg/cm ²
SLU	195400	-
CAR	145200	2618
FREQ.	37766	681
Q.P.	10906	197

Condizione caratteristica		Condizione q.p.		Tensioni imposte per fessur.	
$M_{Sd} =$	145200 kg*cm	$M_{Sd} =$	10906 kg*cm	$\sigma_{s,QP} =$	0 kg/cm ²
$N_{Sd} =$	0 kg	$N_{Sd} =$	0 kg	$\sigma_{s,FRQ} =$	0 kg/cm ²

Dati sezione

$$b_w = 100 \text{ cm} \quad \text{base trave}$$

$$h = 20 \text{ cm} \quad \text{altezza totale trave}$$

$$c = 5 \text{ cm} \quad \text{copriferro armatura tesa}$$

$$d = 15 \text{ cm} \quad \text{h. utile}$$

$$A_{eff} = 539.44 \text{ cm}^2 \quad \text{area efficace in trazione}$$

$$x_n = 3.82 \text{ cm} \quad \text{asse neutro da l.s.}$$

Armatura sezione (y_i dal lembo teso)

Strato	n. ferri	ϕ_b [mm]	y_i [cm]	A_{si}	
1-t	5	10	5	3.93	tesa
2-t	0	0	5	0.00	tesa
3-c	0	0	0	0.00	comp.
4-c	5	10	15	3.93	comp.

SLE - Tensioni materiali comb. CAR (rara) / QP

$$\sigma_{c,CAR} = -60 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{max compressione cls}$$

$$\sigma_{c,QP} = -4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{max compressione cls}$$

$$\sigma_{s,CAR} = 2618 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{trazione massima ferri}$$

$$\sigma_{s,CAR} = 0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{max compr. ferri}$$

	VER	IM	FS
CAR	SI	0.40	2.51
QP	SI	0.04	25.04
CAR	SI	0.73	1.37
CAR	SI	0.00	-

SLE - Calcolo ampiezza fessure comb. Q.P.

$$y_{ao} = 5.00 \text{ cm} \quad \text{baricentro arm. tesa}$$

$$\phi_{eq} = 10.0 \text{ mm} \quad \text{diametro equivalente}$$

$$A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{area ferro tesa}$$

$$\rho_{eff} = 0.0073 \quad \text{\% area tesa}$$

$$\sigma_{s,QP} = 197 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{tensione acciaio teso (Q.P.)}$$

$$\sigma_{s,FRQ} = 681 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{tensione acciaio teso (FREQ.)}$$

$$M_{cr} = 204650 \text{ kg*cm} \quad \text{momento di prima fessurazione}$$

Sez. interam.reagente; calcolo non pertinente

$$s_{rmax} = 404 \text{ mm} \quad \text{distanza fessure}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = -0.000959 \quad -0.00073 \quad \text{deformazione acciaio tra due fess.}$$

$$w_{d,QP} = -0.39 \text{ mm} \quad \text{ampiezza massima fessure}$$

$$w_{d,FRQ} = -0.29 \text{ mm} \quad \text{ampiezza massima fessure}$$

10. Verifica ritegni sismici

10.1.1 Verifica elementi di ritegno.

Si riportano ai successivi paragrafi le verifiche degli elementi prima discussi, in termini di

- Verifica delle lamiere;
- Verifica del sistema dei tasselli post-inseriti
- Verifica delle strutture di collegamento (ali travi c.a.p.).

Per la verifica delle lamiere sono realizzati specifici modelli FEM; per il sistema dei tasselli si utilizza un codice che implementa le procedure analitiche previste dalla EOTA/ETAG con la sola riserva di considerare opportunamente le distanze dai bordi.

10.1.2 Descrizione del sistema di ritegno

Le azioni orizzontali, nel senso longitudinale e trasversale, saranno trasmesse dall'impalcato alle spalle tramite un sistema di ritegni in carpenteria metallica.

Considerate le entità delle varie azioni, vista la larghezza dell'impalcato, il sistema è costituito da due ordini di ritegni in modo di distribuire su più punti della spalla le azioni sismiche.

Sono quindi presenti

- Ritegni a bordo spalla: trasmettono solo azioni trasversali all'impalcato;
- Ritegni sulle travi: trasmettono sia l'azione longitudinale che quella trasversale.

La figura successiva riporta le immagini dei vari ritegni appena accennati.

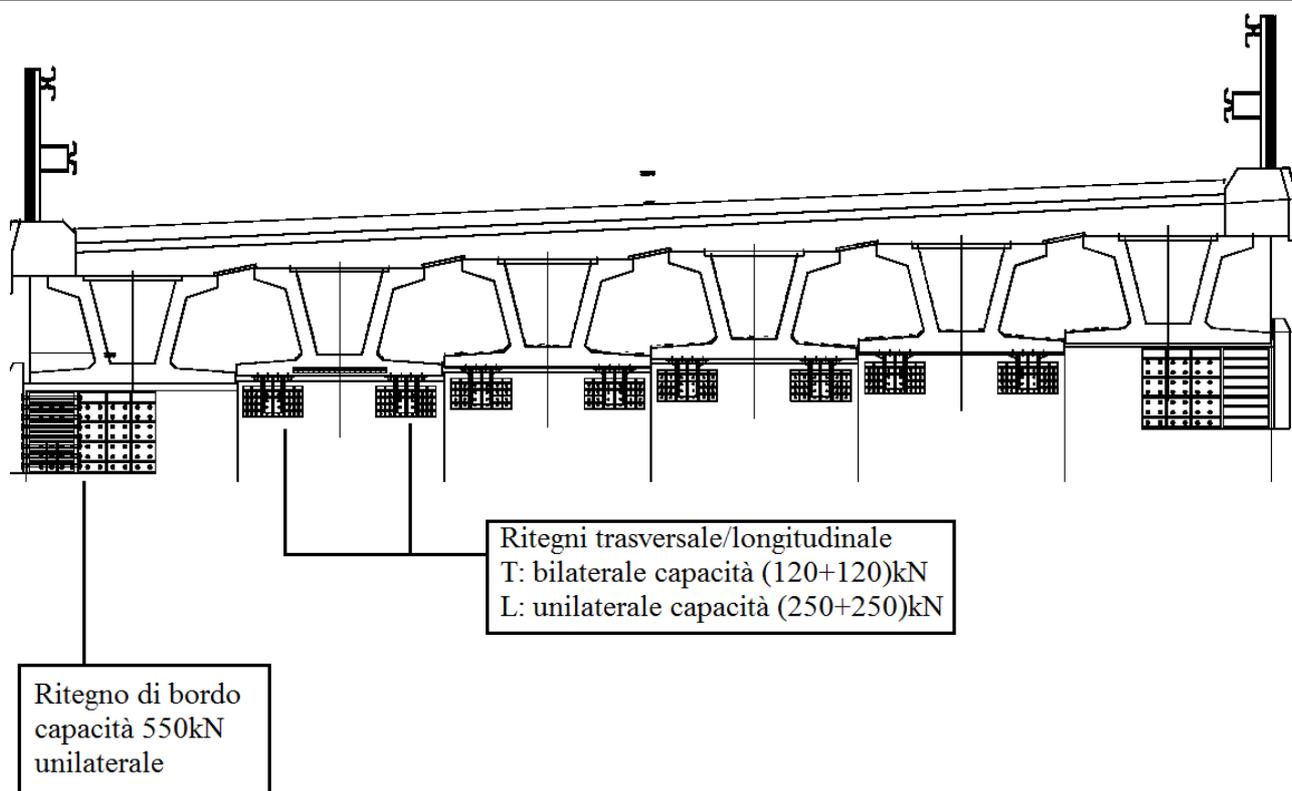


Figura 33: Sistema di ritegni sul semi-impalcato

Si deve notare che in direzione trasversale sono previsti dei ritegni laterali di capacità decisamente ampia rispetto al valore medio delle azioni al fine di garantire comunque una certa ridondanza a presidio generale dell'opera.

Inoltre, per la parte in allargamento è prevista la realizzazione di una mensola in c.a. in luogo delle opere in carpenteria, che sarà solidale con la nuova porzione di spalla.

Tutti i ritegni di bordo costituiscono dei vincoli unilaterali, ossia trasmettono azione sismica solo in un verso, e quindi è necessario prevedere la loro collocazione in posizioni differenti dell'impalcato.

I ritegni collocati in corrispondenza delle ali trasmettono sia azione orizzontale che longitudinale e in quest'ultimo caso sono conformati in modo da azzerare le eccentricità al piano di bullonatura con le travi per evitare eccentricità parassite nel senso longitudinale. Nel senso longitudinale sono vincoli unilaterale; in quello trasversale sono vincoli bilaterali.

Tutti i ritegni saranno collegati alle strutture esistenti con barre post-inserite con resina chimica e barre da filettate da carpenteria classe 8.8.

10.1.3 Azioni sismiche trasmesse dall'impalcato

Le azioni sismiche di dimensionamento dei ritegni sono le seguenti:

OPERA 358 (DIRITTO)	W_{imp} (t)	$F_{h,tot}$ (t)	$F_{h,Long}$ (t)	N_{RL}	F_{Lh1} (t)	$F_{h,Trasv.}$ (t)	N_{RTravi}	$N_{RSpalla}$	lati	F_{Lh1} (t)
IMPALCATO ALLARGAM.	674	224	224	10	22,4	112,2	10	1	2	10,2
IMPALCATO ESISTENTE	574	191	191	8	23,9	95,5	8	1	2	10,6
TOTALE	1248	415	tot.		su 1 R.	tot.				su 1 R.

OPERA 497 (INCLINATO)	W_{imp} (t)	F_h (t)	$F_{h,Long}$ (t)	N_{RL}	F_{Lh1} (t)	$F_{h,Trasv.}$ (t)	N_{RTravi}	$N_{RSpalla}$	lati	F_{Lh1} (t)
IMPALCATO ALLARGAM.	667	222	222	10	22,2	111,0	10	1	2	10,1
IMPALCATO ESISTENTE	552	184	184	8	23,0	91,9	8	1	2	10,2
TOTALE	1219	406	tot.		su 1 R.	tot.				su 1 R.

I singoli ritegni saranno dimensionati per valori di forze come indicato al paragrafo successivo.

10.1.4 Criteri di verifica e capacità dei ritegni.

Per i ritegni bordo ponte, la verifica è effettuata con l'azione di progetto pari a $F_{sd} = 550$ kN; i ritegni collocati in corrispondenza delle ali essi avranno le seguenti capacità

- Direzione longitudinale $F_{sd} = (250+250)$ kN /trave
- Direzione trasversale $F_{sd} = (120+120)$ kN /trave

Globalmente il sistema dei ritegni avrà le seguenti portate:

OPERA 358 (DIRITTO)	RL				RT			
	F_{Rd1} (t)	Num.	$F_{Rd,tot}$		F_{Rd1} (t)	Num.	$F_{Rd,tot}$	
IMPALCATO ALLARGAM.	25	10	250	t /spalla	55	1	175	t /spalla
					12	10	350	t /impalc.
IMPALCATO ESISTENTE	25	8	200	t /spalla	55	1	151	t /spalla
					12	8	302	t /impalc.

OPERA 497 (INCLINATO)	RL				RT			
	F_{Rd1} (t)	Num.	$F_{Rd,tot}$		F_{Rd1} (t)	Num.	$F_{Rd,tot}$	
IMPALCATO ALLARGAM.	25	10	250	t /spalla	55	1	175	t /spalla
					12	10	350	t /impalc.
IMPALCATO ESISTENTE	25	8	200	t /spalla	55	1	151	t /spalla
					12	8	302	t /impalc.

Pertanto le richieste di capacità è soddisfatta.

Per la verifica dei ritegni sulle travi, che possono trovarsi nella condizione di moto bidirezionale del sisma, essendo agenti in tutte le direzioni, la verifica sarà condotta con le seguenti combinazioni dell'azione sismica:

$$E_d = E_L + 0.3E_T \quad E_d = E_T + 0.3E_L$$

10.1.5 Verifica ritegno trasversale di bordo

Il ritegno di bordo impalcato è dimensionato in modo da assorbire una azione trasversale di 550kN, volutamente sovrabbondante rispetto al valore medio delle azioni risultati dalla semplice ripartizione del taglio sismico su tutti i ritegni. Ciò per garantire una riserva di presidio alle azioni orizzontali nel verso trasversale del ponte, considerata il maggior rischio di perdita di appoggio dell'intero impalcato in tale verso di incidenza dell'azione sismica.

La geometria e le dimensioni del ritegno sono riportate alle successive figure:

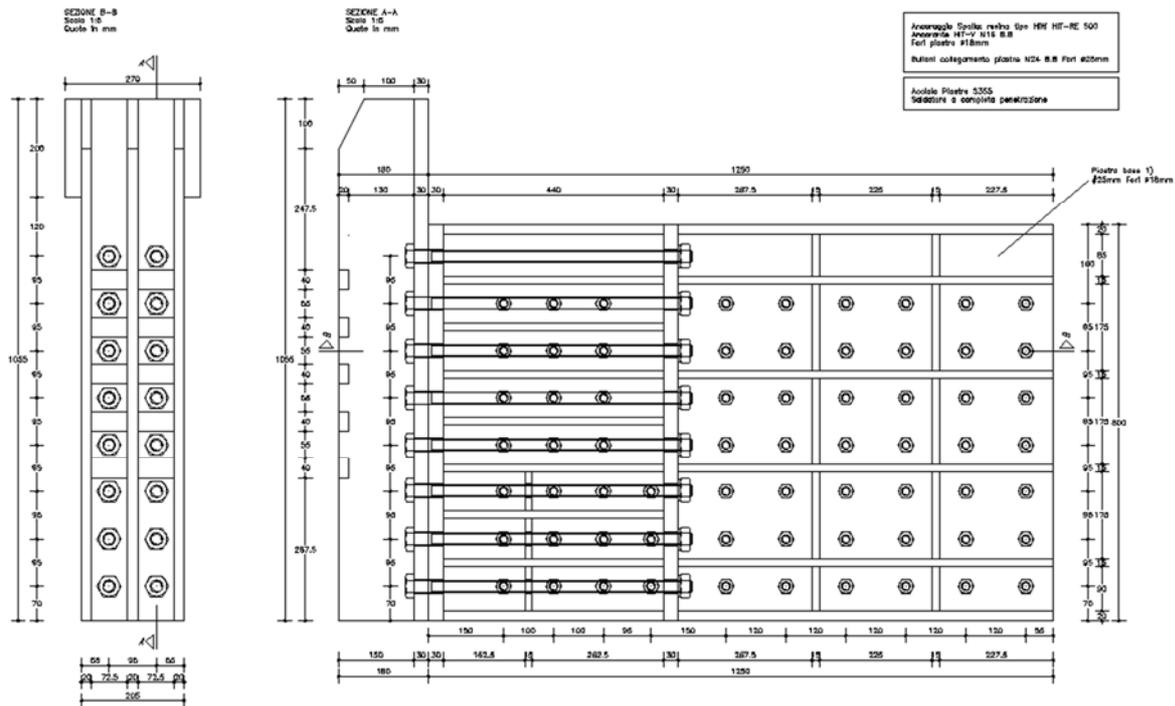


Figura 34: Vista laterale ritegno trasversale su spalla

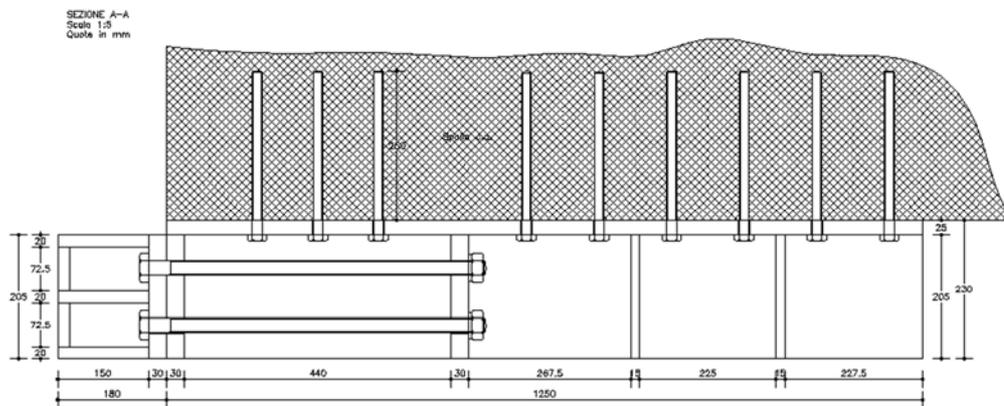


Figura 35: Vista superiore ritegno trasversale su spalla

Ai paragrafi successivi si riportano le verifiche del sistema di ritegno in esame.

10.1.6 Verifica lamiera

Lo stato di tensione nelle lamiera dei giunti è analizzato con un modello FEM dettagliato del sistema, eseguendo il controllo in termini di resistenza in relazione al valore della tensione di Von Mises, come previsto dalle norme vigenti, secondo la relazione (4.25):

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

Nel caso specifico, avendo previsto acciaio di classe S355 si ha:

$$f_{sd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1.05 = 338 \text{ N/mm}^2 = 3380 \text{ kg/cm}^2$$

Le figure successive riportano la vista del modello e l'andamento delle tensioni nelle lamiere del sistema.

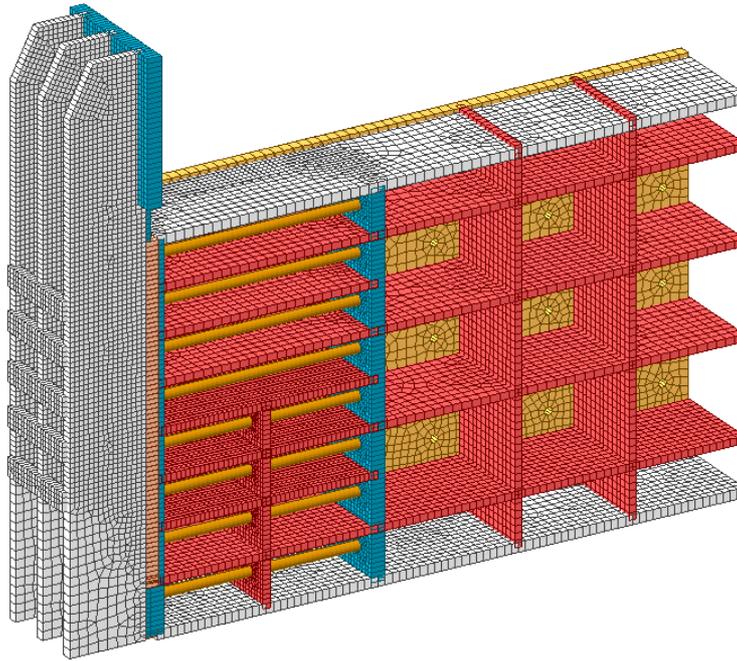


Figura 36: Vista modello FEM ritegno trasversale su spalla

L'azione di dimensionamento è applicata come carico ripartito sulle lamiere di contrasto rispetto all'ala della trave di bordo, come pressione ripartita.

La deformata del modello è la seguente:

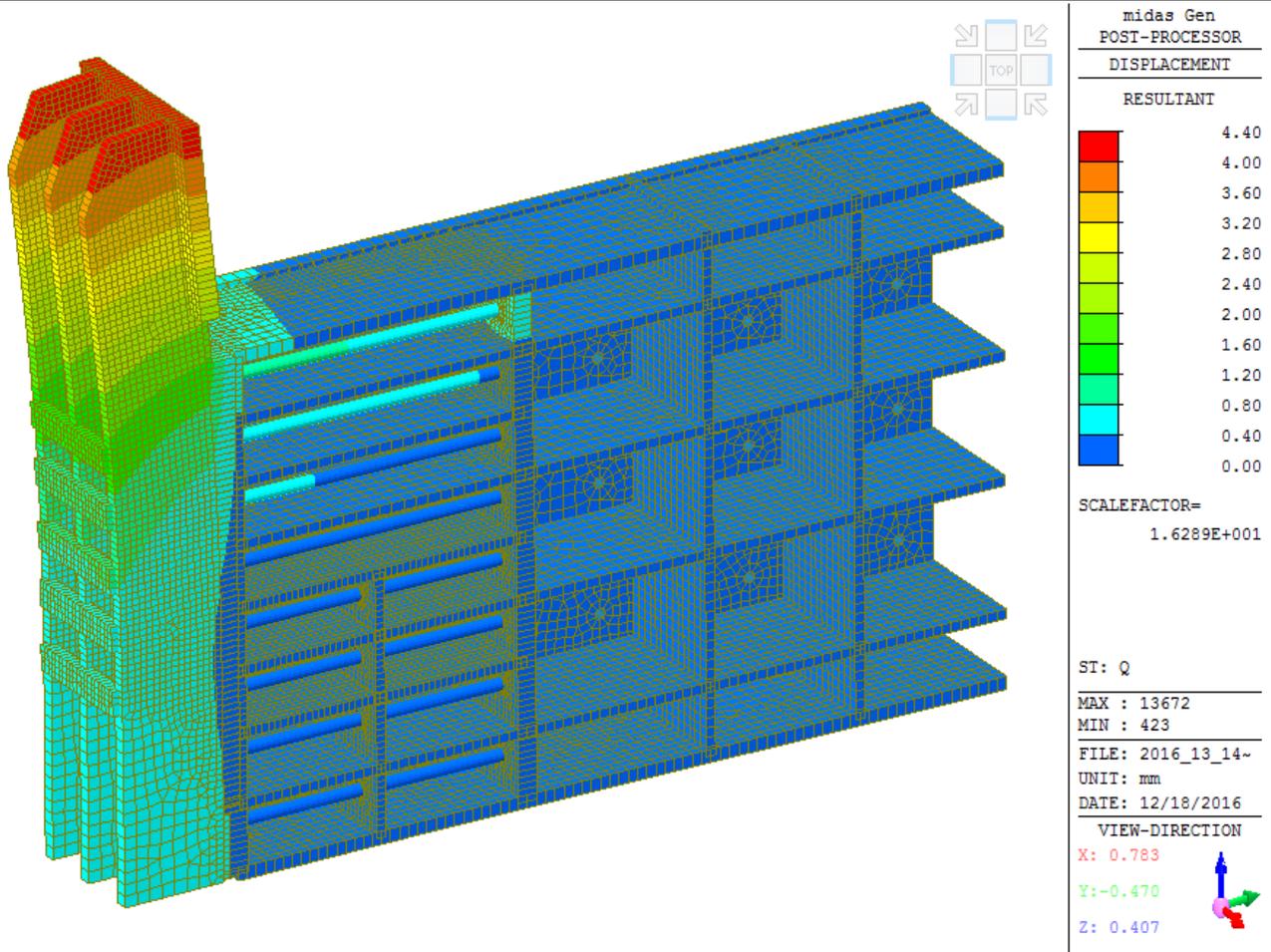


Figura 37: Deformata del modello FEM ritegno trasversale su spalla

Lo spostamento massimo è contenuto in limiti tali da impedire movimenti indesiderati, con conseguenti fenomeni di martellamento tra impalcato e ritegno.

Il campo di tensioni, con modello non lineare, in termini di tensioni ideali (Von Mises) è riportato alla successiva figura.

Nel dettaglio sono evidenziale le tensioni di Von Mises dedotte dal modello di calcolo che prevede l'uso di un legame costitutivo di tipo elastoplastico perfetto senza incrudimenti, assumendo una tensione uniassiale compatibile con la resistenza del materiale: $f_{sd} = 338 \text{ N/mm}^2$.

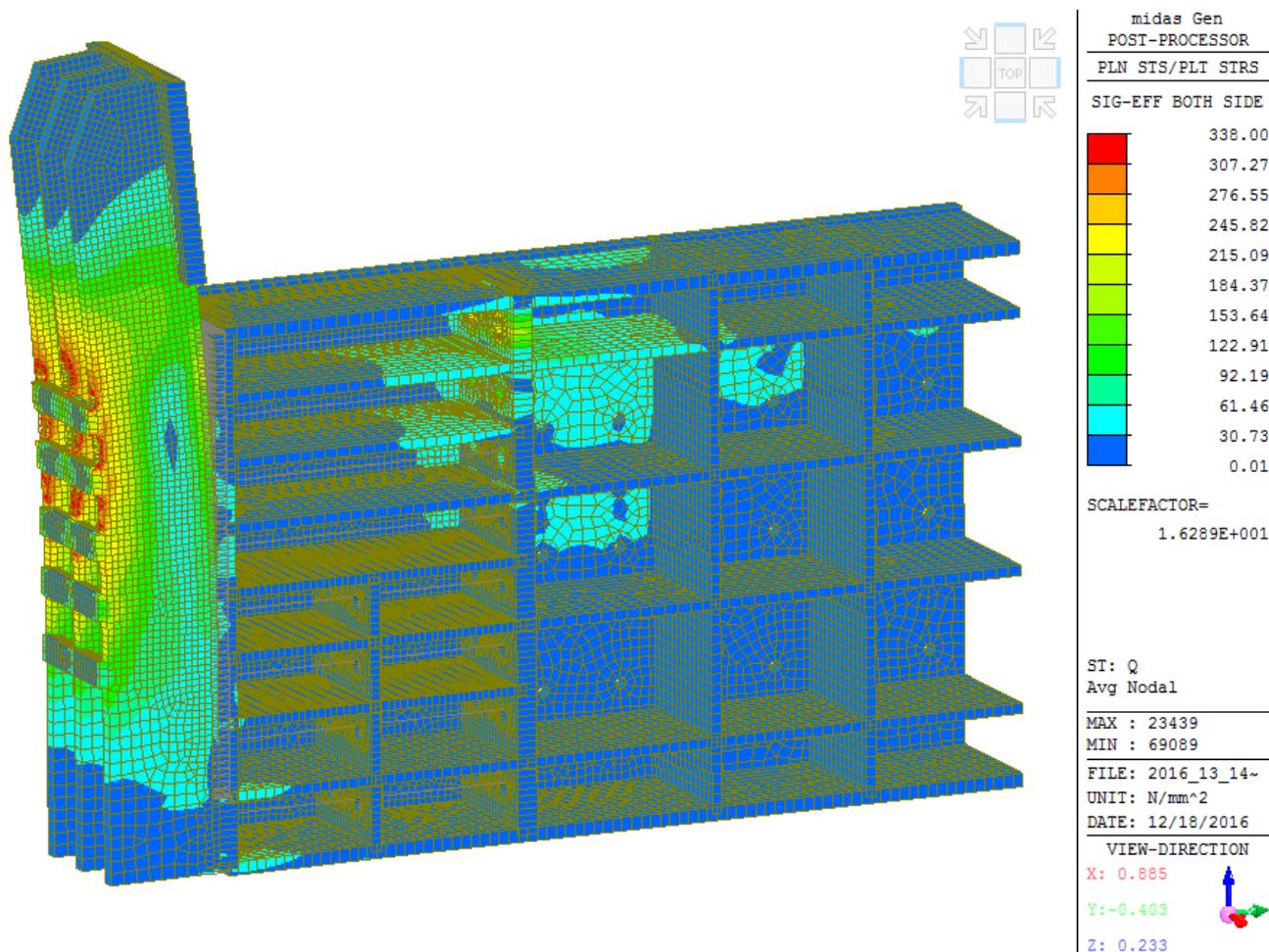


Figura 38: Modello FEM ritegno trasversale su spalla per $F = 550 \text{ kN}$

Il comportamento è stato volutamente indagato in ambito non lineare per poter sfruttare la redistribuzione in fase post-elastica delle tensioni, alla stessa stregua dell'utilizzo del modulo plastico per le sezioni delle travi in acciaio.

Al fine di controllare anche la sicurezza rispetto al collasso del sistema, l'analisi è stata spinta fino a determinarne un valore del carico limite (per il modello, assunto pari alla soglia oltre la quale il solutore non è in grado raggiungere la convergenza).

Si è fissato un carico target di $F_r = 850 \text{ kN}$ e fino a tale valore si è condotta una analisi al passo, ricostruendo la curva di equilibrio λ -u (i.e. moltiplicatore del carico target –spostamento punto di controllo).

La suddetta curva è riportata alla seguente figura:

Q

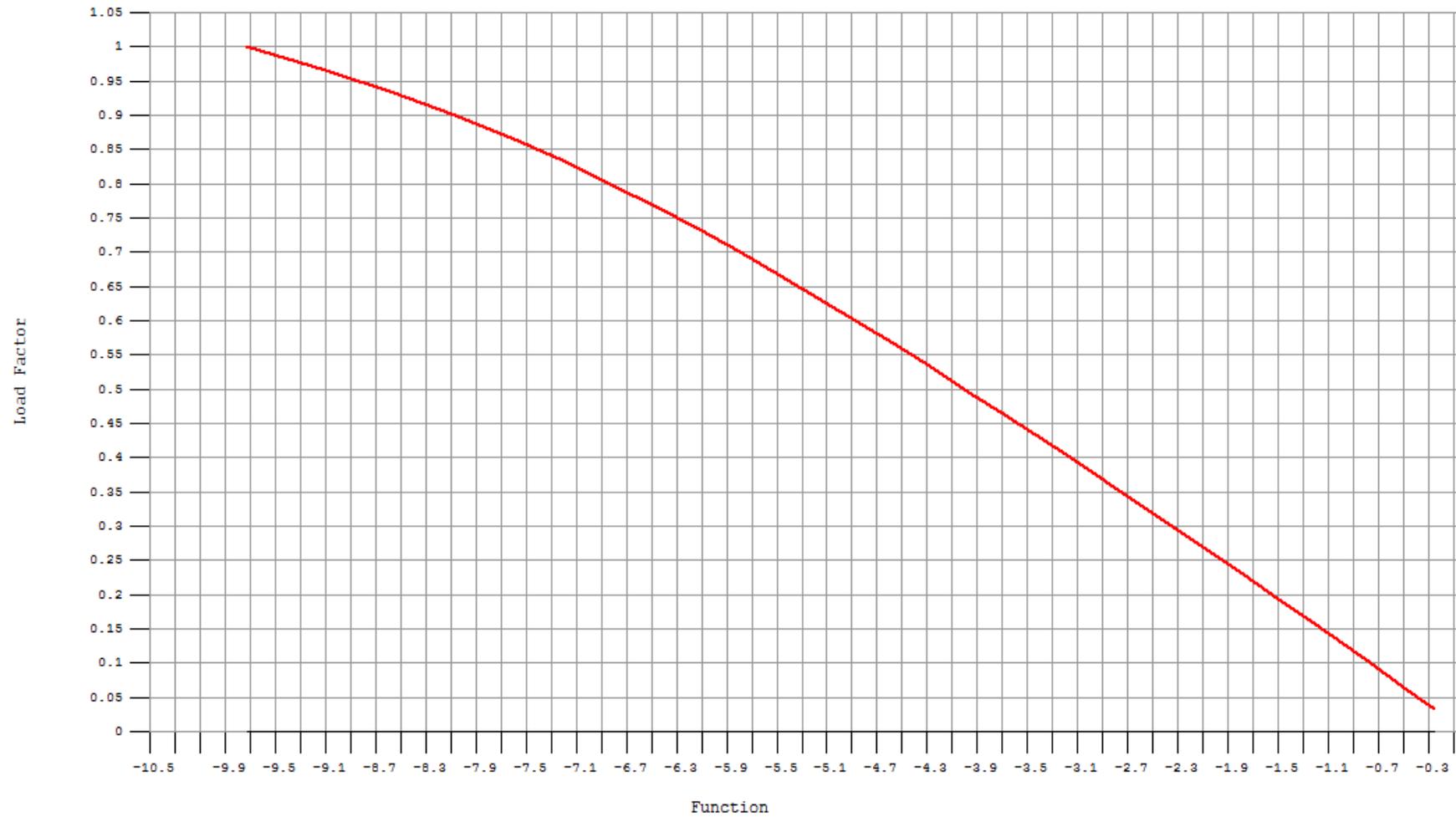


Figura 39: Curva di equilibrio del sistema

Dalla curva in esame si nota che il carico di dimensionamento assunto per il sistema $F_{rd} = 550\text{kN}$ (corrispondente a $\eta \sim 0.65$) non presenta marcati andamenti non lineari, e ciò è indice che la struttura non degrada al sua rigidità, benchè possa attingere alla risorse plastiche.

Ciò significa che fino al valore assunto di carico di progetto è possibile utilizzare la redistribuzione delle tensioni (così come per le travi che possono essere sfruttate anche nell'ambito del modulo W_{pl} in luogo di quello W_{el} , per le sezioni in classe opportuna). Inoltre la geometria del ritegno è sufficientemente tozza e provvista di nervature di presidio da poter escludere ragionevolmente effetti di buckling locali. Infatti nelle zone di compressione sono presenti opportune lamiere di irrigidimento, che tra l'altro consentono di rendere il sistema rigido anche rispetto al sistema di tasselli di collegamento alla spalla.

Tanto detto, si riportano i dettagli delle tensioni sulle mensole di trasferimento, sui bulloni di attacco e sulla piastra di collegamento alla spalla, alle figure sottostanti.

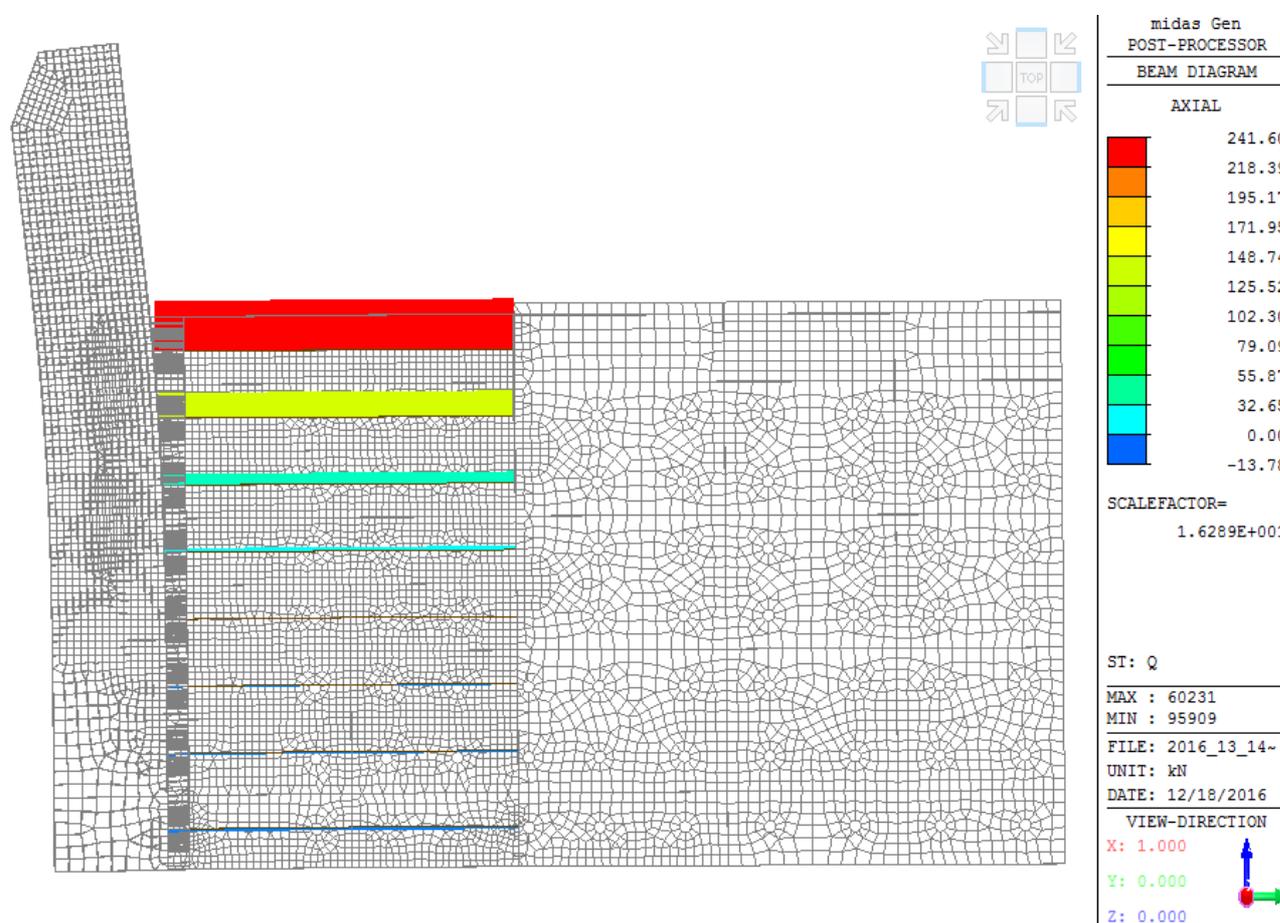


Figura 40: Deformata del modello FEM ritegno trasversale su spalla

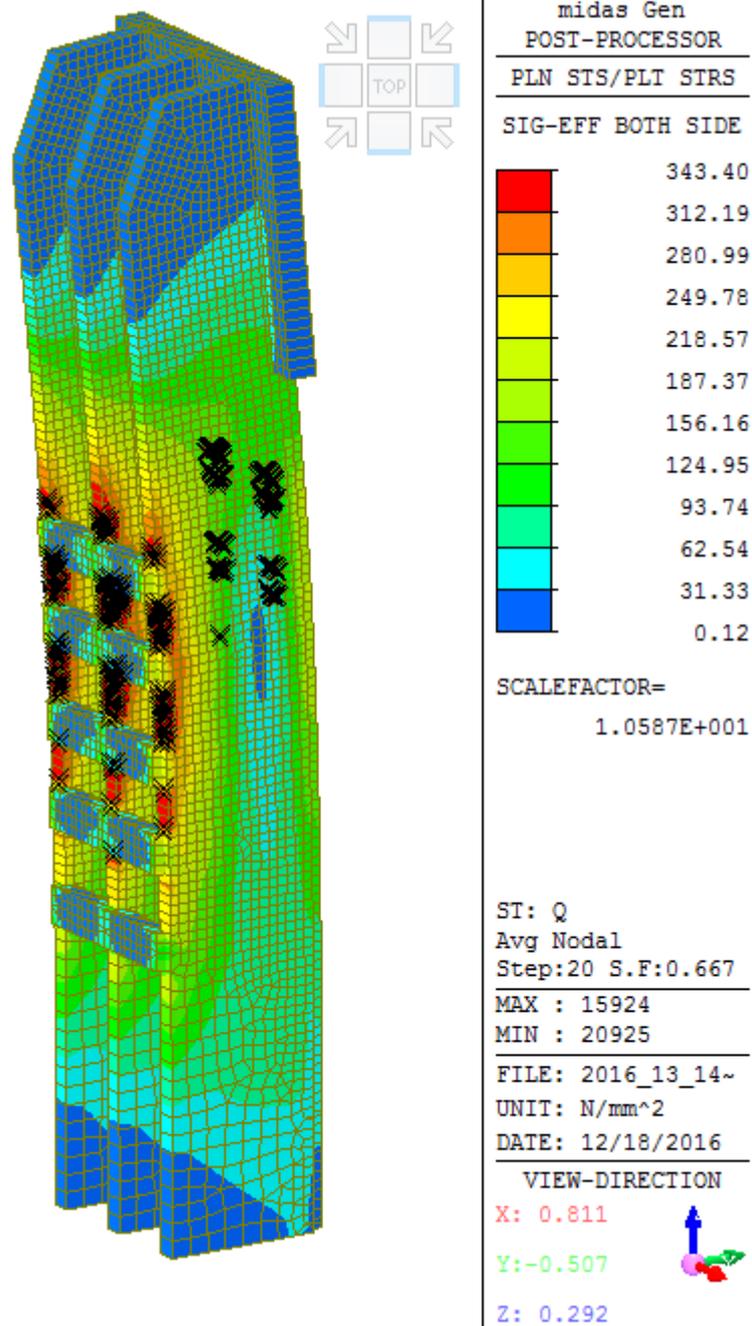


Figura 41 Dettaglio tensioni ideali su lame di trasferimento trave-ritegno

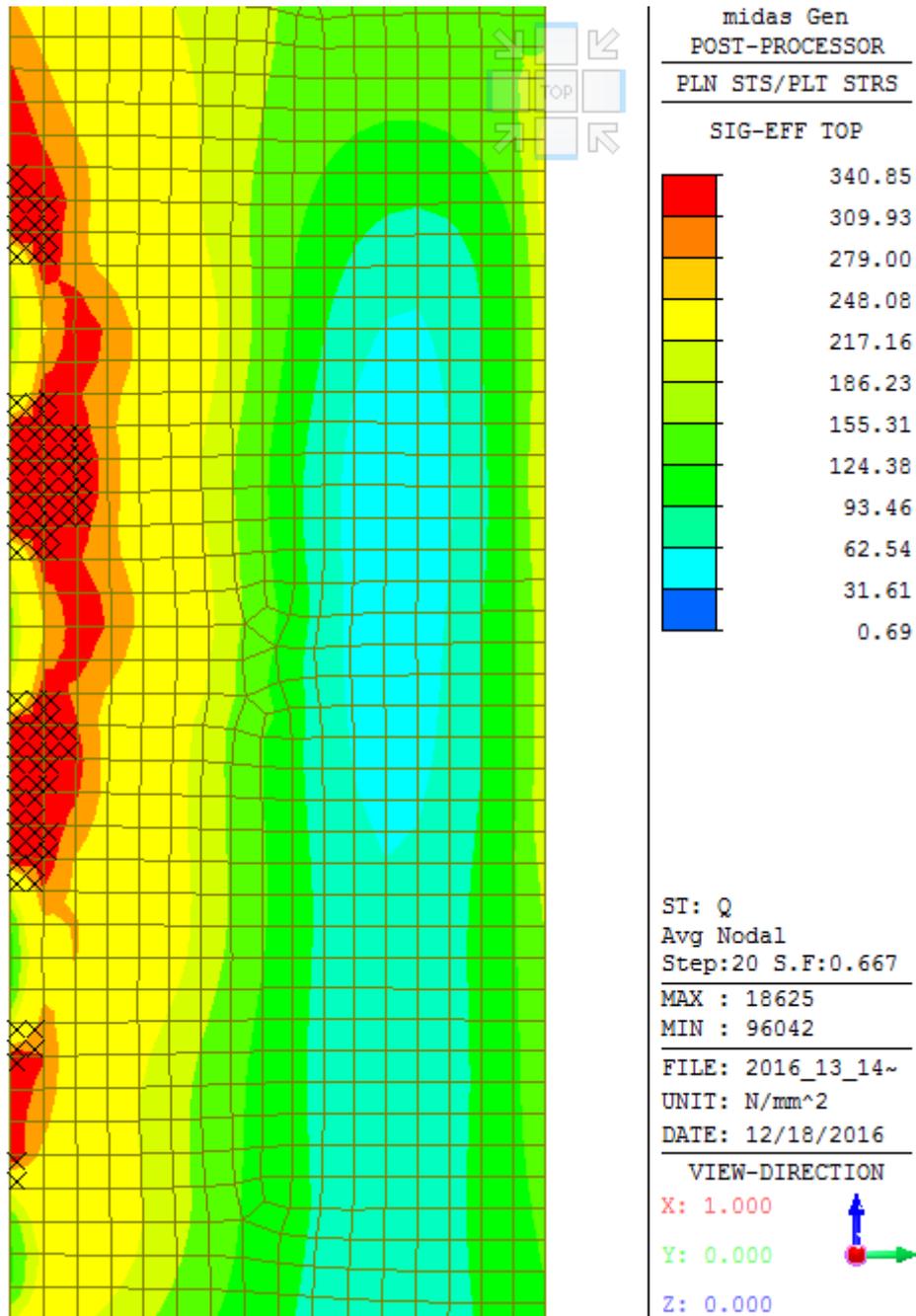


Figura 42: Dettaglio tensioni ideali su piatto centrale del sistema di lame trasferimento trave-ritegno

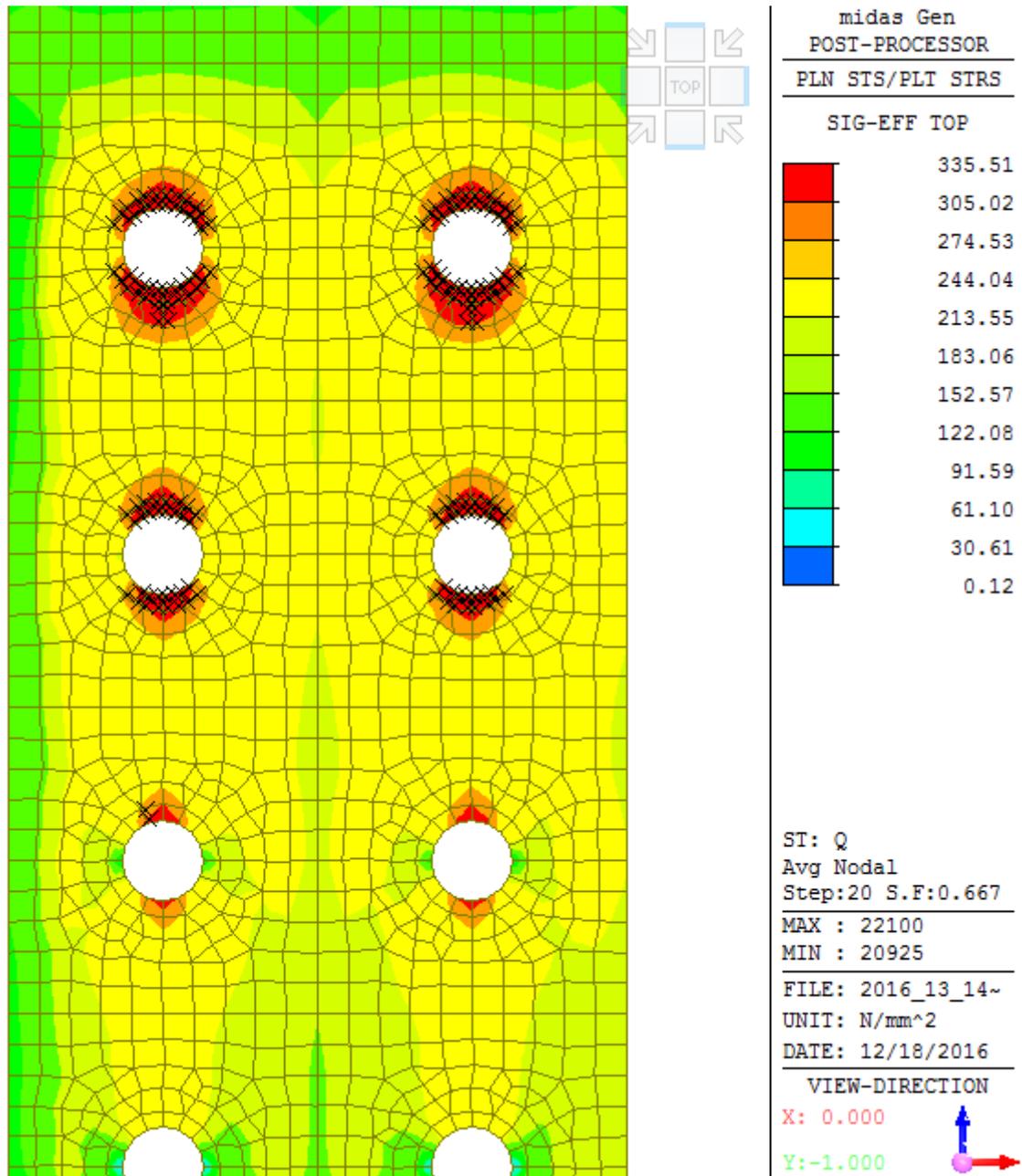


Figura 43: Dettaglio tensioni ideali su piatto di contrasto lato spalla

Dai risultati esposti si deduce che il ritegno è verificato per lo sforzo di dimensionamento assunto.

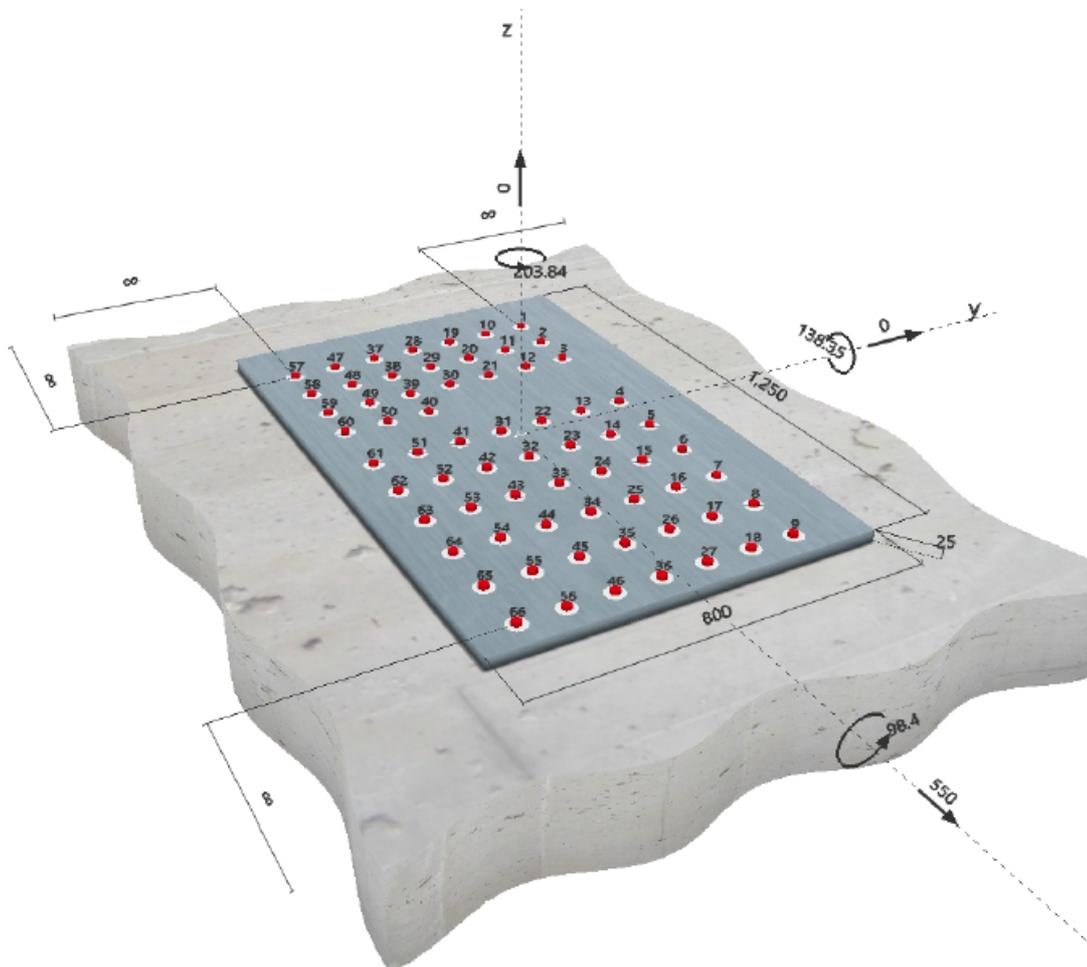
10.1.7 Verifica tasselli su spalla

Per il calcolo delle barre post inserire sulla spalla, dal modello FEM, che contempla anche il vincolo esercitato dai bulloni emergenti dalla spalla, si ottengono le seguenti reazioni, identificabili come tagli nei bulloni stessi, per il carico di dimensionamento del sistema.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V3 + HIT-V (8.8) M20	
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e anco		
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 350 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 16/0143	
Emesso l Valido:	28/07/2016 -	
Prova:	Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 25 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 1250 \text{ mm} \times 800 \text{ mm} \times 25 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_c = 30.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10000 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	10.887	130.667	9	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	246.037	961.075	26	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	246.037	530.396	47	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	16.257	78.400	21	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	11.602	15.277	76	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.464	0.759	1.500	98	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1$$

10.1.8 Verifica ritegni su travi

10.1.9 Verifica lamiera

Lo stato di tensione nelle lamiere dei giunti è analizzato con una serie di modelli locali delle stesse. Specificatamente:

- i. Modello lame su ala trave CAP
- ii. Modello piastra di contrasto su spalla
- iii. Modello lame di ritegno trasversali su spalla

Per tutti sono previste le condizioni di carico trasversale.

L'azione per il di dimensionamento in senso trasversale è $F_T = 120 \text{ kN}$

10.1.10 Verifica lame su ala trave

La porzione di ritegno in esame è illustrata alla figura seguente:

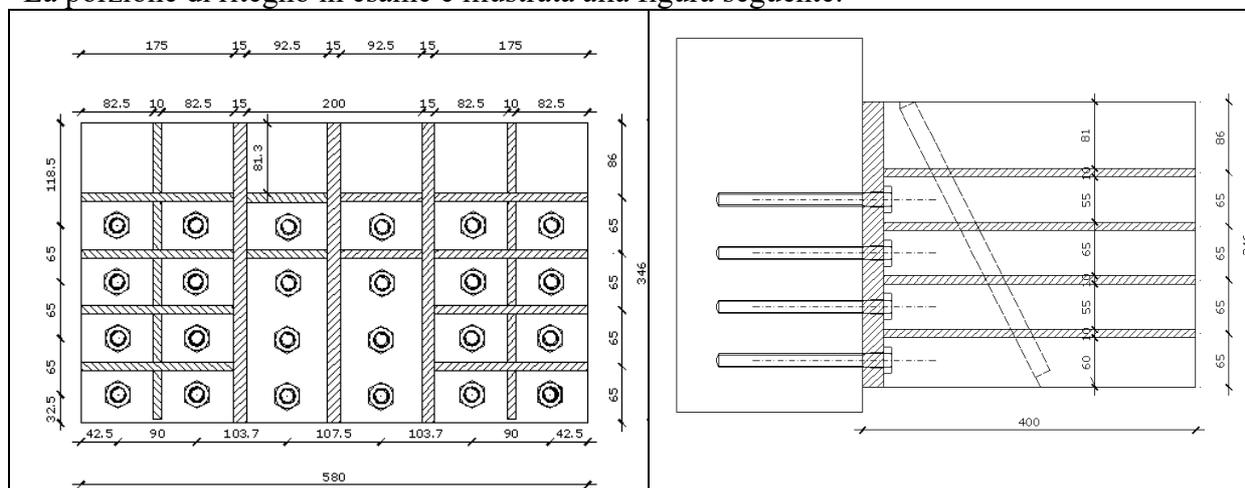


Figura 44: Geometria ritegno longitudinale su spalla

L'azione di contatto nel senso longitudinale vale:

$$N_{sd} = 250 / \cos(27) = 280.58 \text{ kN}$$

L'area di contatto tra le piastre vale

$$A_c = 23 \cdot 36 = 828 \text{ cm}^2$$

La pressione di contatto vale

$$p = 28058 / 828 = 33.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = 338864 \text{ kg/m}^2$$

Nel caso di sisma laterale, l'azione di contatto vale:

$$N_{sd} = 120 \text{ kN}$$

L'area di contatto tra le piastre vale

$$A_c = 798 \text{ cm}^2 \text{ (da CAD)}$$

La pressione di contatto vale

$$p = 12000 / 798 = 15.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = 150400 \text{ kg/m}^2$$

Il controllo in termini di resistenza è fatto in relazione al valore della tensione di Von Mises, come previsto dalle norme vigenti, secondo la relazione (4.25):

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

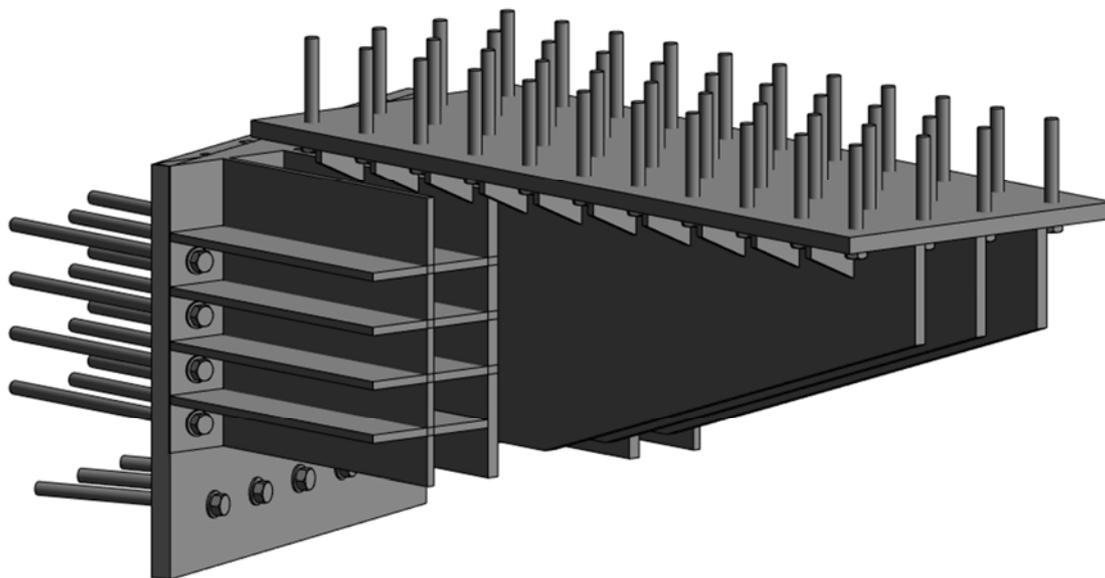


Figura 45: Vista del modello fisico del ritegno

Il ritegno sarà oggetto di sue modellazioni specifiche per parti, lato spalla e lato ala.

Nel caso specifico, avendo previsto acciaio di classe S355 si ha:

$$f_{sd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1.05 = 338 \text{ N/mm}^2 = 3380 \text{ kg/cm}^2$$

Per il modello specifico e per le due condizioni di carico si riportano gli stati di tensione ottenuti tramite l'analisi strutturale dell'elemento.

- A) Vista del modello 3D
- B) Tensioni di VM sulle lamiere sulla lama caricata
- C) Tensioni di VM sulle lamiere sulla piastra di vincolo alla spalla

Dalle mappe di tensione si nota come in nessun punto la tensione ideale supera il valore limite previsto per la classe di acciaio usata.

L'elemento è verificato.

In termini di spostamento, il massimo valore è pari a $u = 0.72\text{mm}$
pertanto estremamente limitato rispetto alle dimensioni degli elementi in esame.

Viste del modello 3D

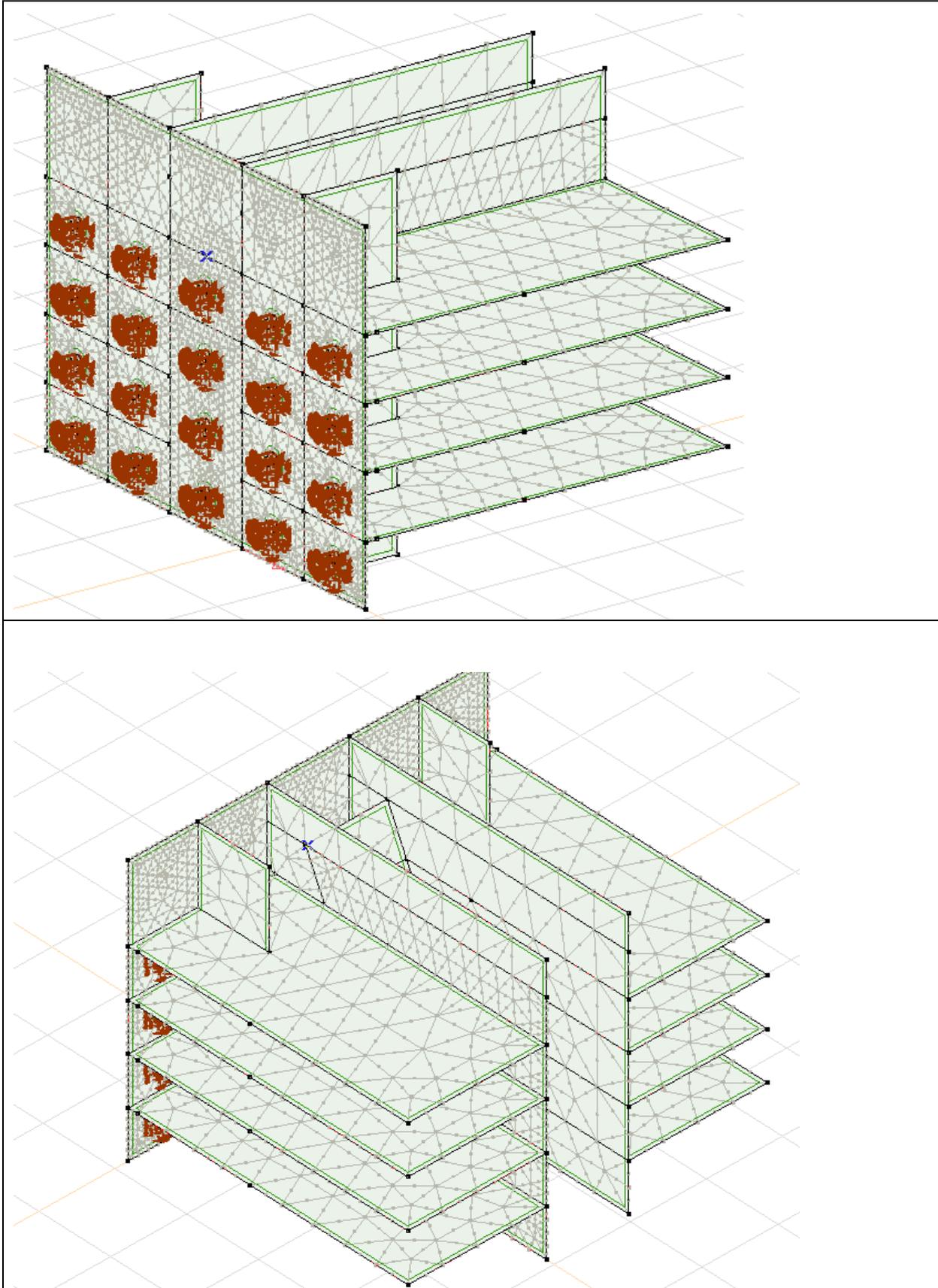


Figura 46: Geometria ritegno longitudinale su spalla

Tensioni di Von Mises sulle lamiere – vista anteriore

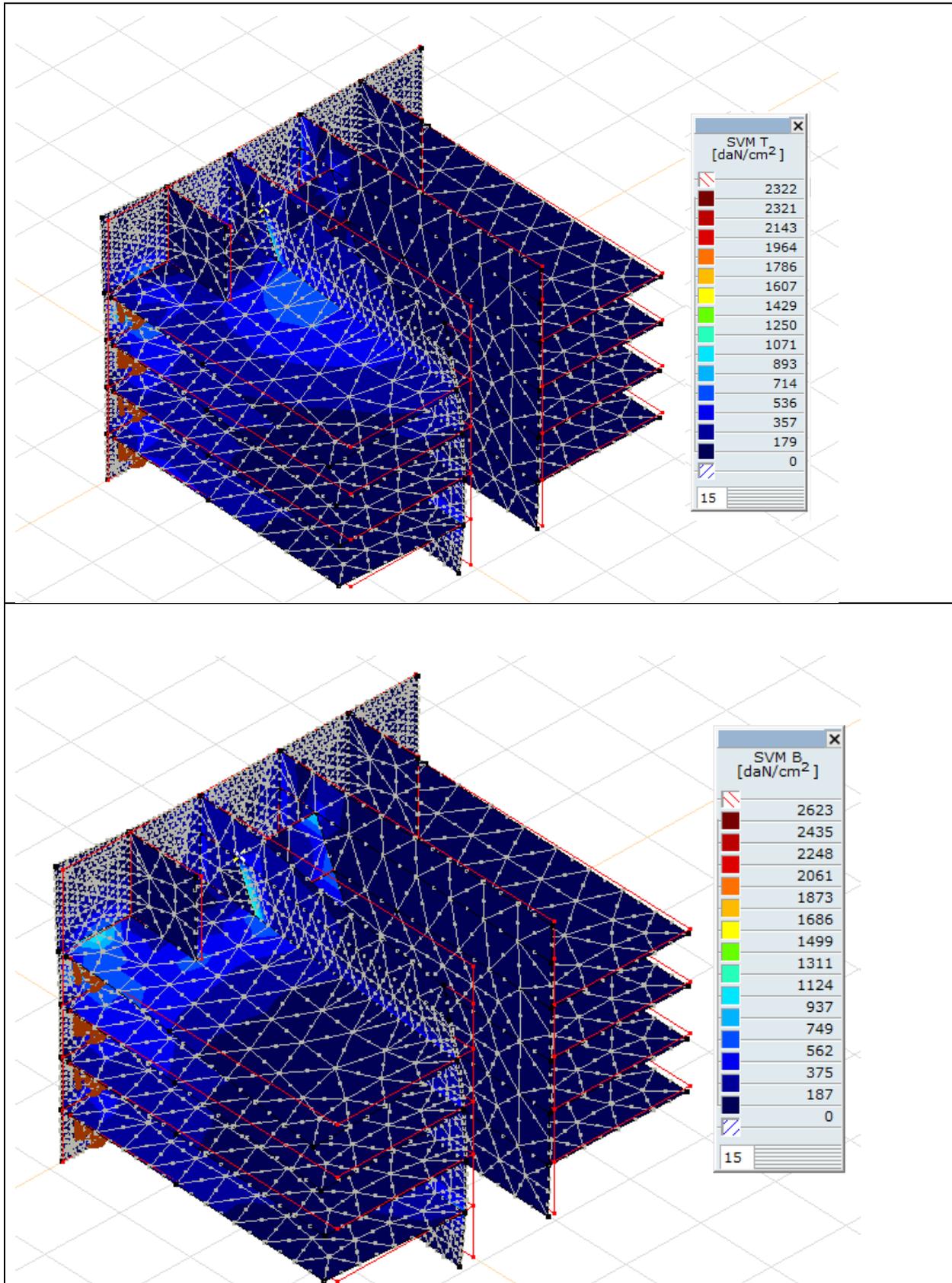


Figura 47: Stato di tensione – tensioni ideali

Tensioni di Von Mises sulle lamiere – vista posteriore

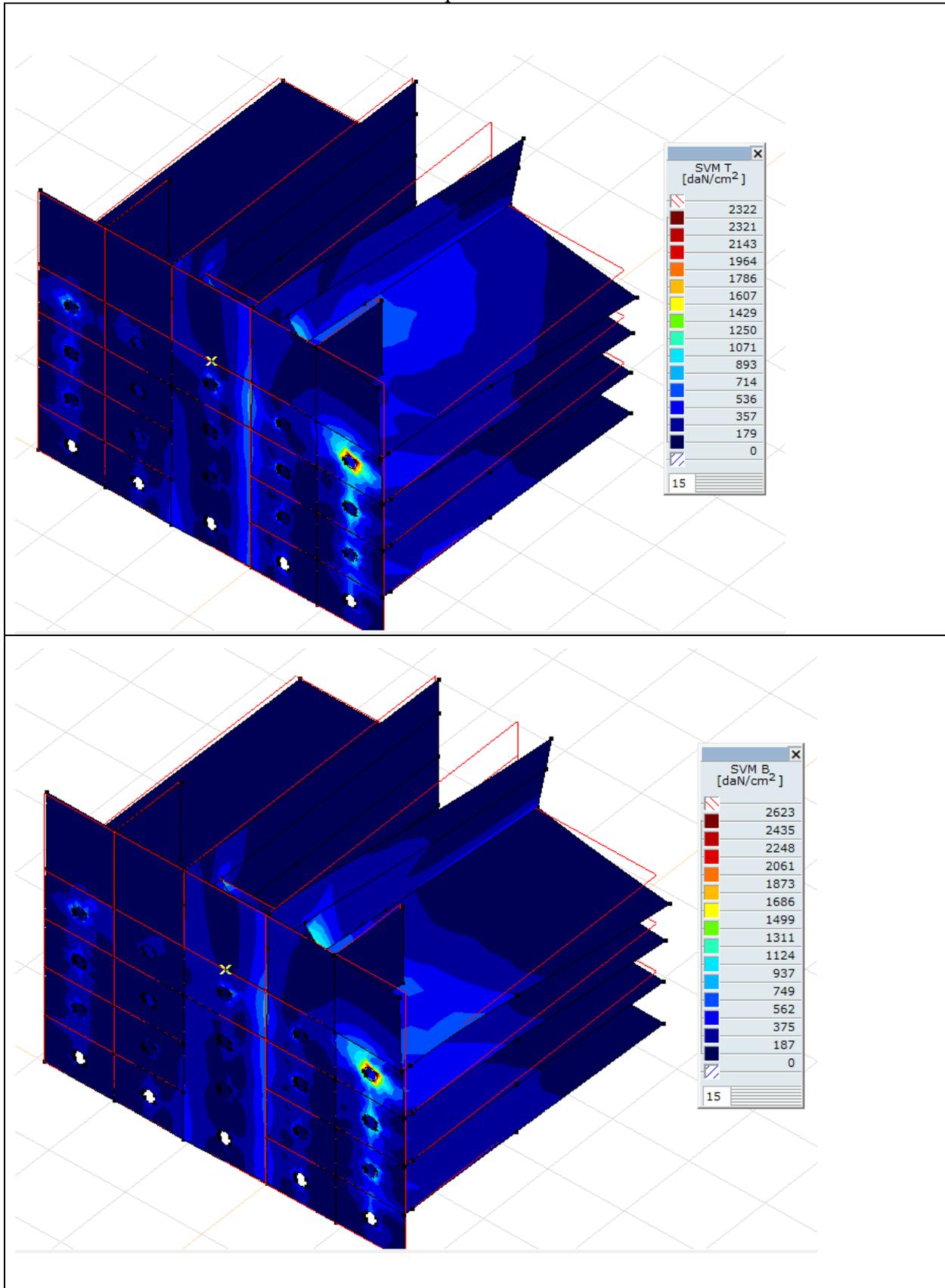


Figura 48: Geometria ritegno longitudinale su spalla

L'azione di contatto nel senso longitudinale vale: $N_{sd} = 250/\cos(27) = 280.58 \text{ kN}$

L'area di contatto tra le piastre vale $A_c = 23 \cdot 36 = 828 \text{ cm}^2$

La pressione di contatto vale $p = 28058/828 = 33.89 \text{ kg/cm}^2$

$$p = 338864 \text{ kg/m}^2$$

Nel caso di sisma laterale, l'azione di contatto vale: $N_{sd} = 120 \text{ kN}$

L'area di contatto tra le piastre vale $A_c = 798 \text{ cm}^2$ (da CAD)

La pressione di contatto vale $p = 12000/798 = 15.04 \text{ kg/cm}^2$

$$p = 150400 \text{ kg/m}^2$$

Il controllo in termini di resistenza è fatto in relazione al valore della tensione di Von Mises, come previsto dalle norme vigenti, secondo la relazione (4.25):

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

Nel caso specifico, avendo previsto acciaio di classe S355 si ha:

$$f_{sd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1.05 = 338 \text{ N/mm}^2 = 3380 \text{ kg/cm}^2$$

Per il modello specifico e per le due condizioni di carico si riportano gli stati di tensione ottenuti tramite l'analisi strutturale dell'elemento.

- A) Vista del modello 3D
- B) Tensioni di VM sulle lamiere della lama caricata

Viste del modello 3D

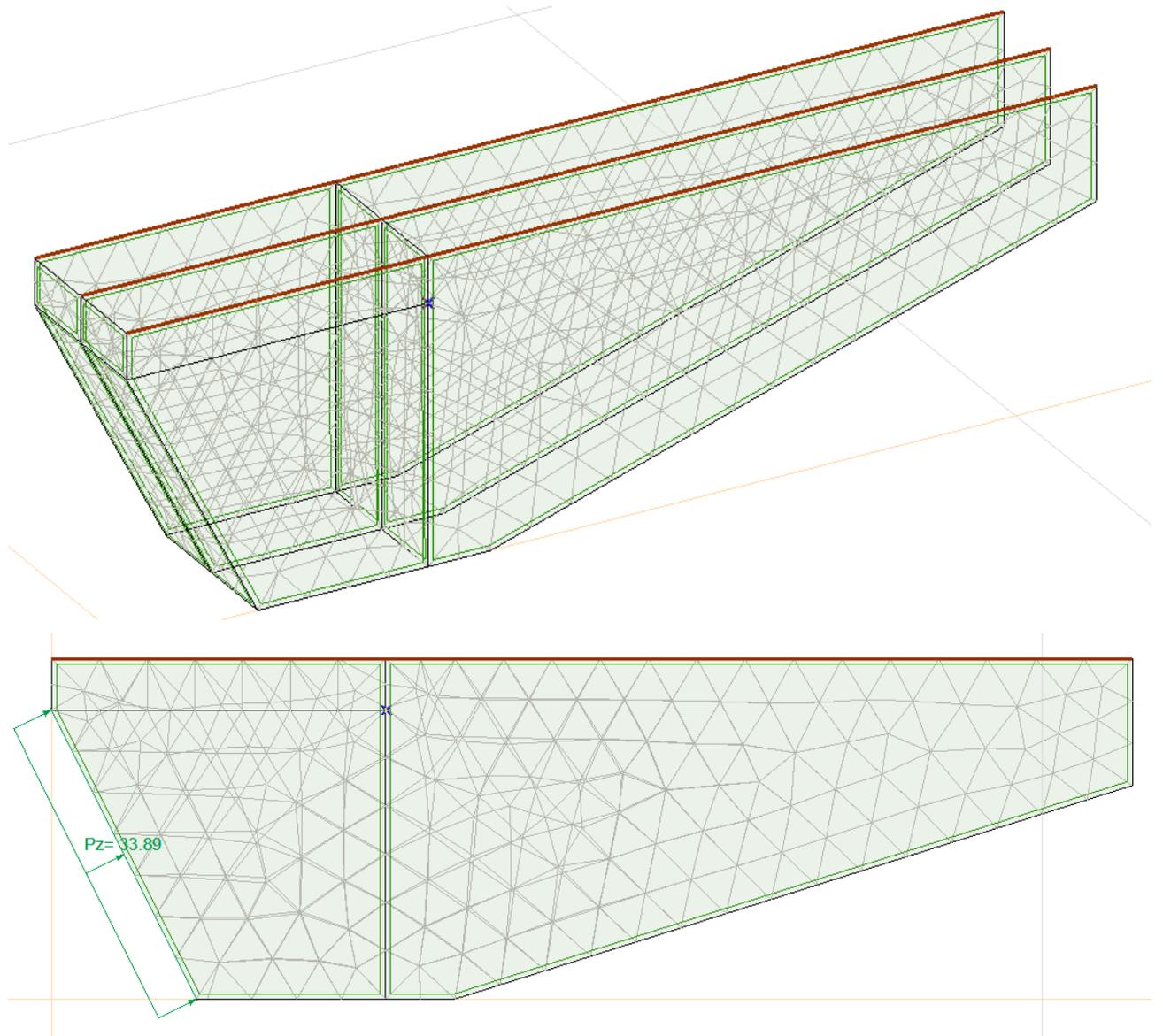


Figura 50: Modello 3D ritaglio longitudinale su trave in CAP

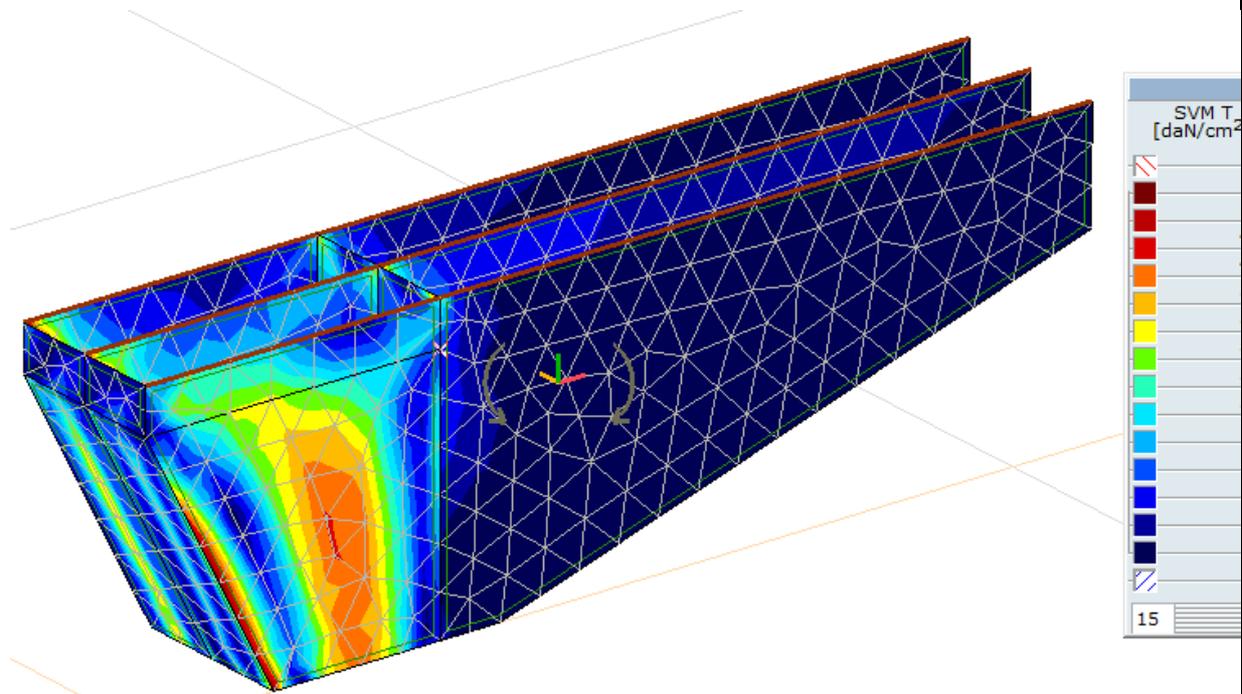
Alle successive figure si riportano le tensioni ideali per le due condizioni di carico descritte in precedenza.

Dalle mappe di tensione esposte alla successive figure si nota come in nessun punto la tensione ideale supera il valore limite previsto per la classe di acciaio usata.

L'elemento è verificato.

Mappe tensioni di Von Mises: caso $E_d = E_L + 0.3 \cdot E_T$

Tensioni al lembo superiore



Tensioni al lembo inferiore

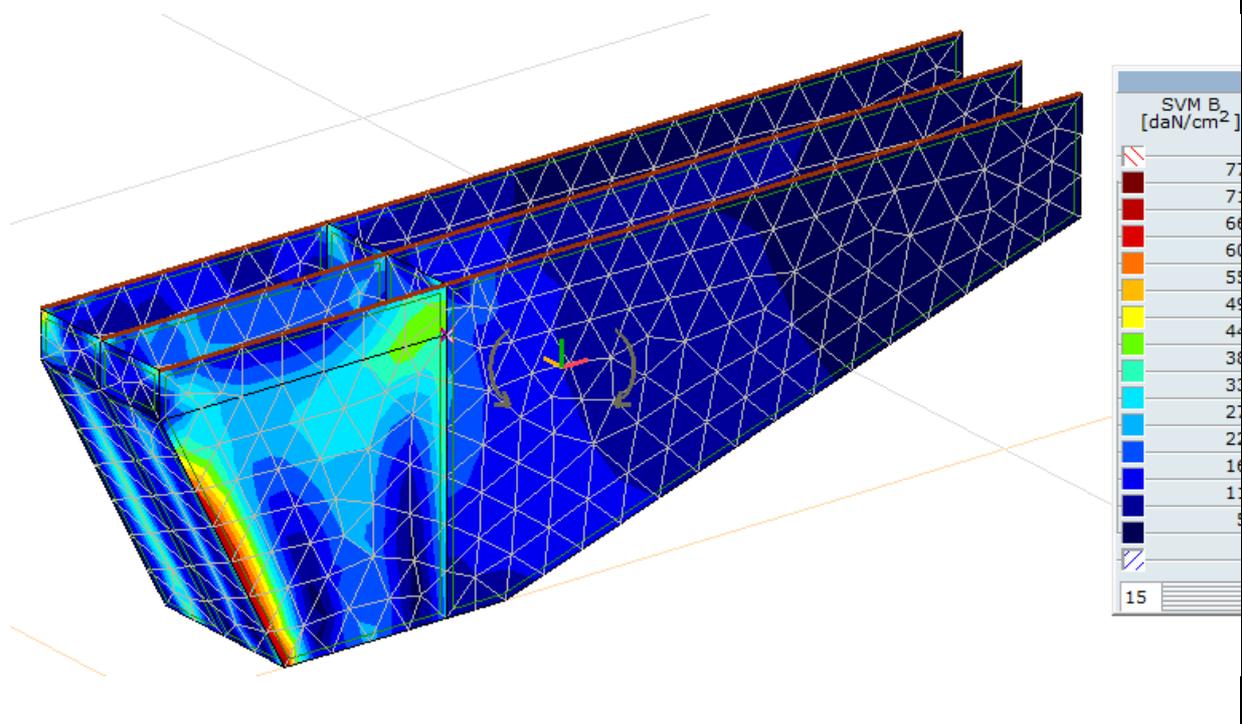


Figura 51: Tensioni sulle lame del sistema di ritegno

Mappe tensioni di Von Mises: caso $E_d = E_L$ - Azione longitudinale su piastra di contrasto

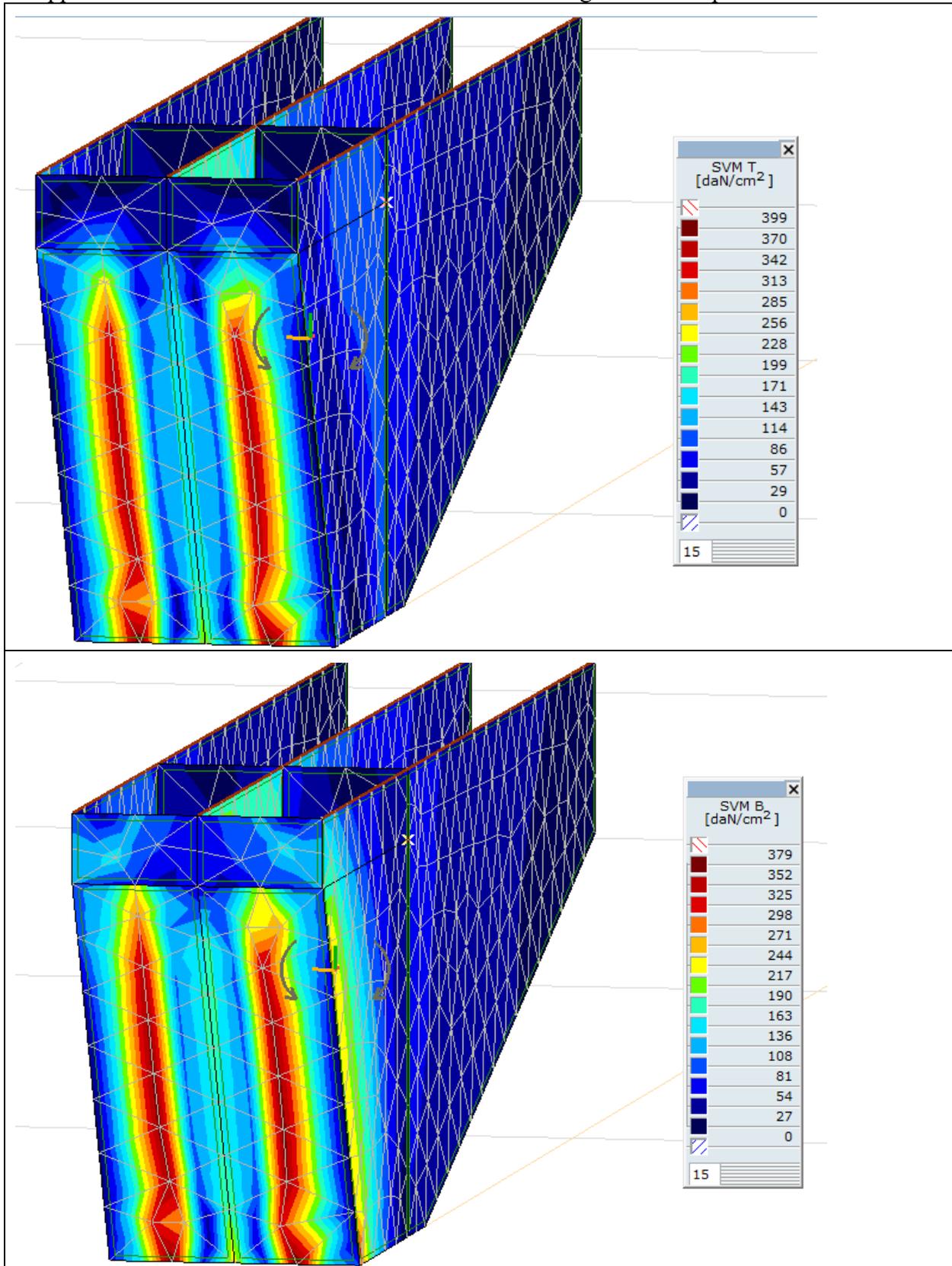
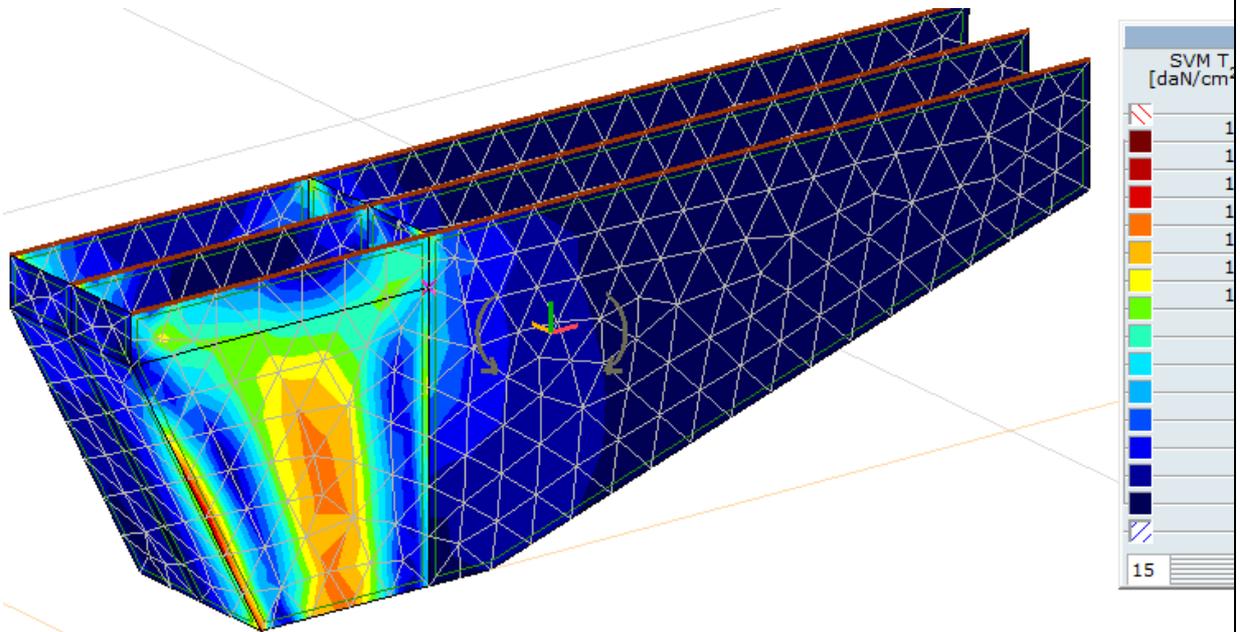


Figura 52: : Tensioni sulle lame del sistema di ritegno

Mappe tensioni di Von Mises: caso $E_d = E_T + 0.3 \cdot E_L$

Tensioni al lembo superiore



Tensioni al lembo inferiore

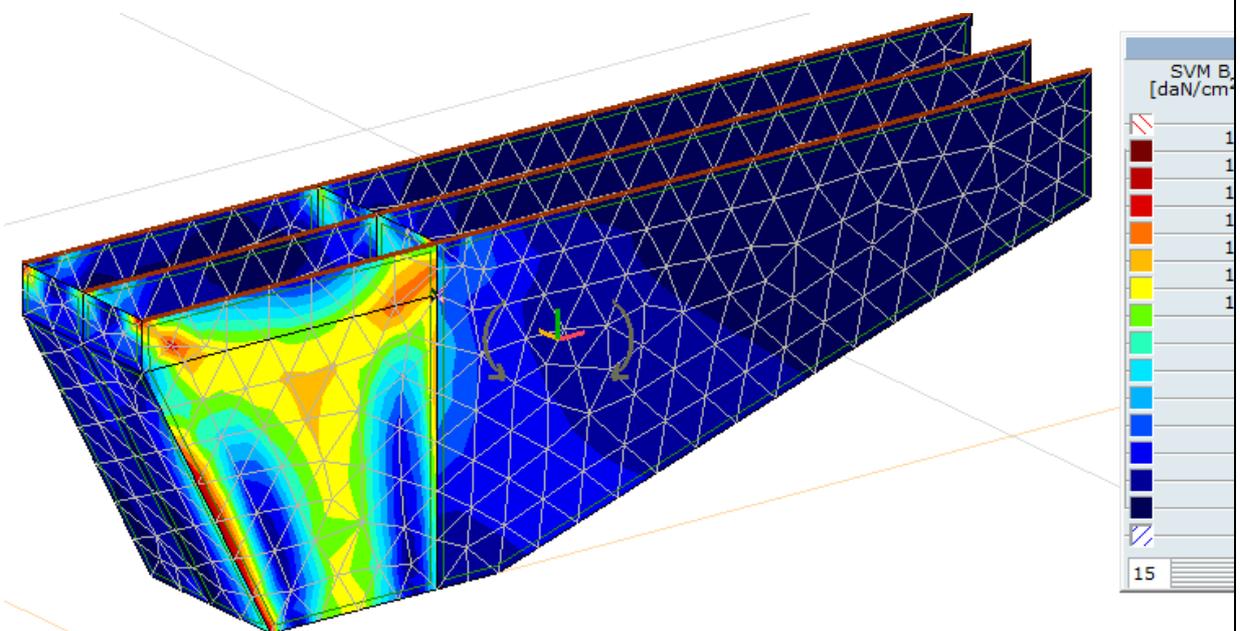


Figura 53: Tensioni sulle lame del sistema di ritegno

Il modello trascura il contributo della lamiera superiore, cosa che è certamente a vantaggio di stabilità, esercitando la stessa un contributo irrigidente del lembo superiore delle lamiere caricate trasversalmente

10.1.12 Verifica lame di appoggio su spalla

La porzione di ritegno in esame è illustrata alla figura seguente:

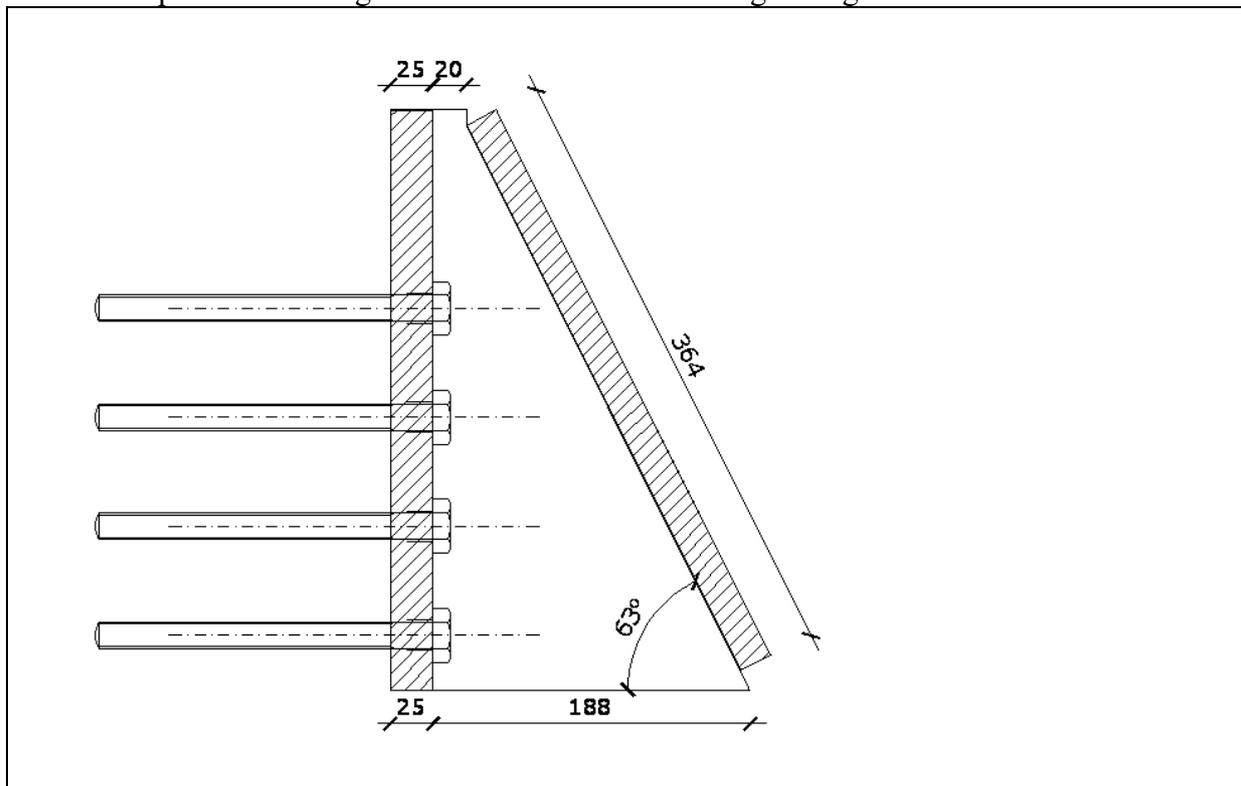


Figura 54: Geometria ritegno longitudinale su spalla – lamiera di appoggio

L'azione di contatto nel senso longitudinale vale:

$$N_{sd} = 250 / \cos(27) = 280.58 \text{ kN}$$

L'area di contatto tra le piastre vale

$$A_c = 23 \cdot 36 = 828 \text{ cm}^2$$

La pressione di contatto vale

$$p = 28058 / 828 = 33.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = 338864 \text{ kg/m}^2$$

Il controllo in termini di resistenza è fatto in relazione al valore della tensione di Von Mises, come previsto dalle norme vigenti, secondo la relazione (4.25):

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

Nel caso specifico, avendo previsto acciaio di classe S355 si ha:

$$f_{sd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1.05 = 338 \text{ N/mm}^2 = 3380 \text{ kg/cm}^2$$

Per il modello specifico e per le due condizioni di carico si riportano gli stati di tensione ottenuti tramite l'analisi strutturale dell'elemento.

Si riportano di seguito le seguenti figura:

- Vista del modello 3D
- Tensioni di VM sulle lamiera sul piatto di contrasto
- Tensioni di VM sulle lamiera di appoggio del piatto di contrasto

Dalle mappe di tensione si nota come in nessun punto la tensione ideale supera il valore limite previsto per la classe di acciaio usata. → **L'elemento è verificato.**

A) Vista del modello 3D

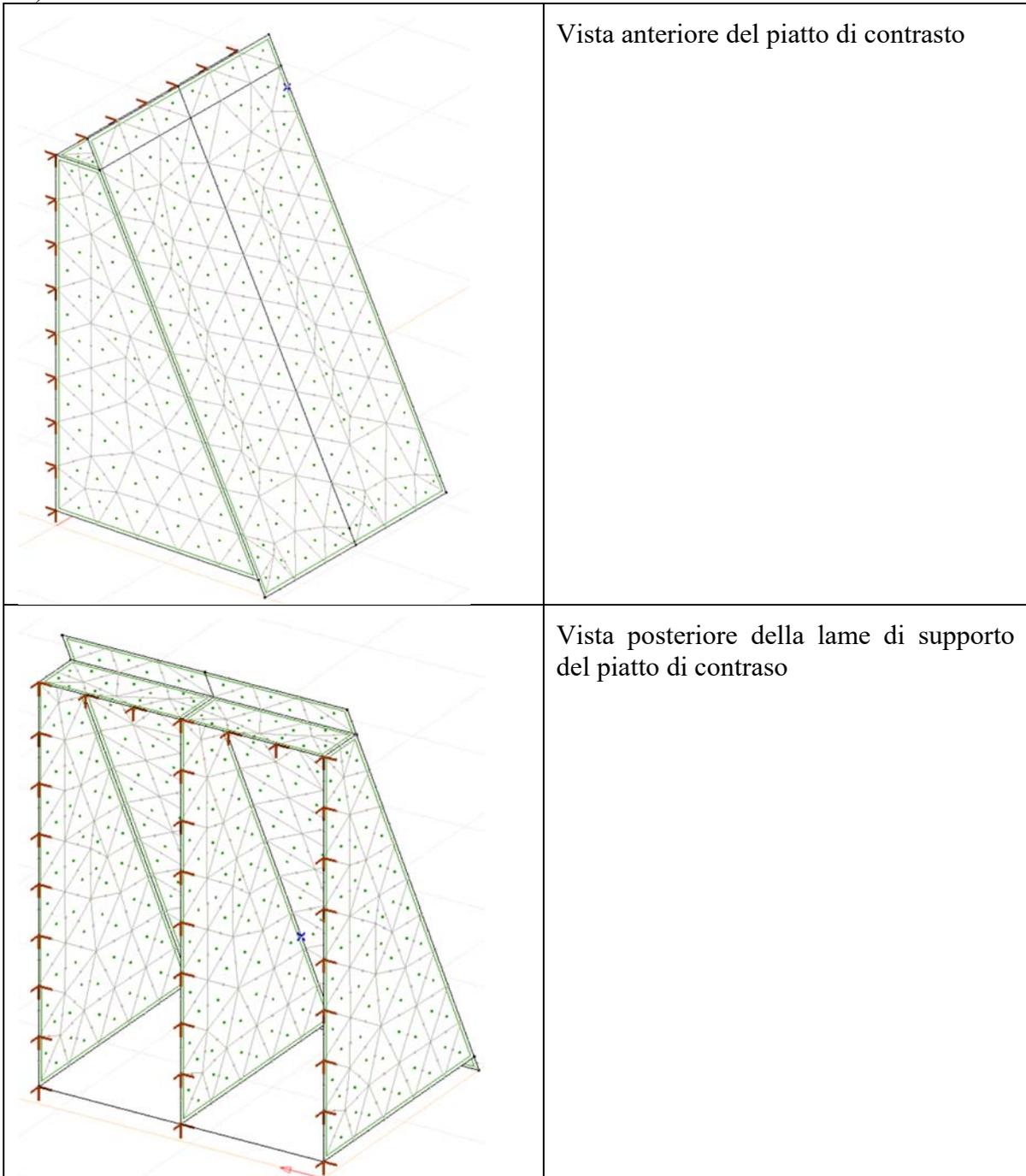
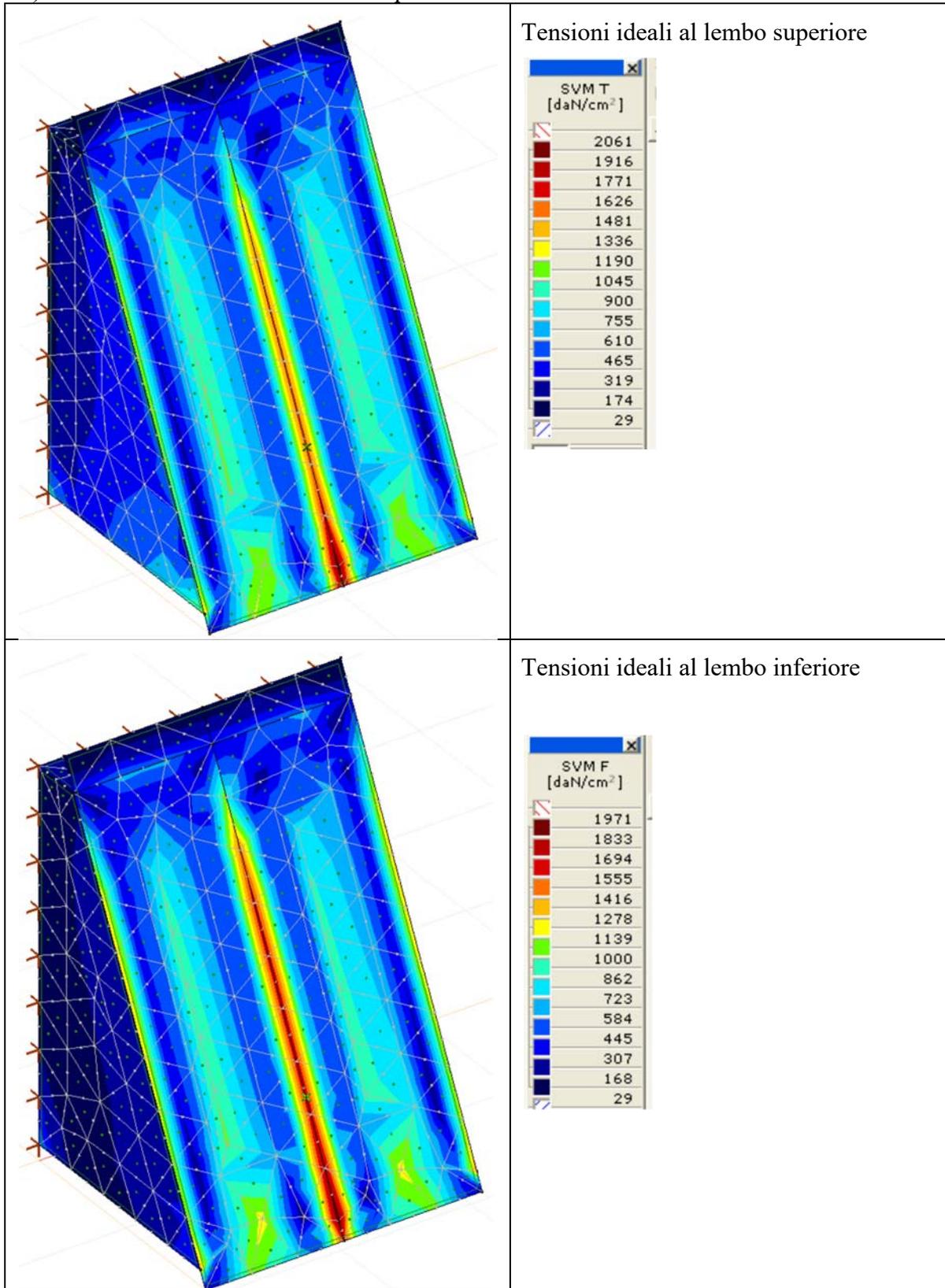


Figura 55: Geometria modello 3D

B) Tensioni di VM sulle lamiere sul piatto di contrasto

**Figura 56: Tensioni sul piatto di contrasto**

C) Tensioni di VM sulle lamiere di appoggio del piatto di contrasto

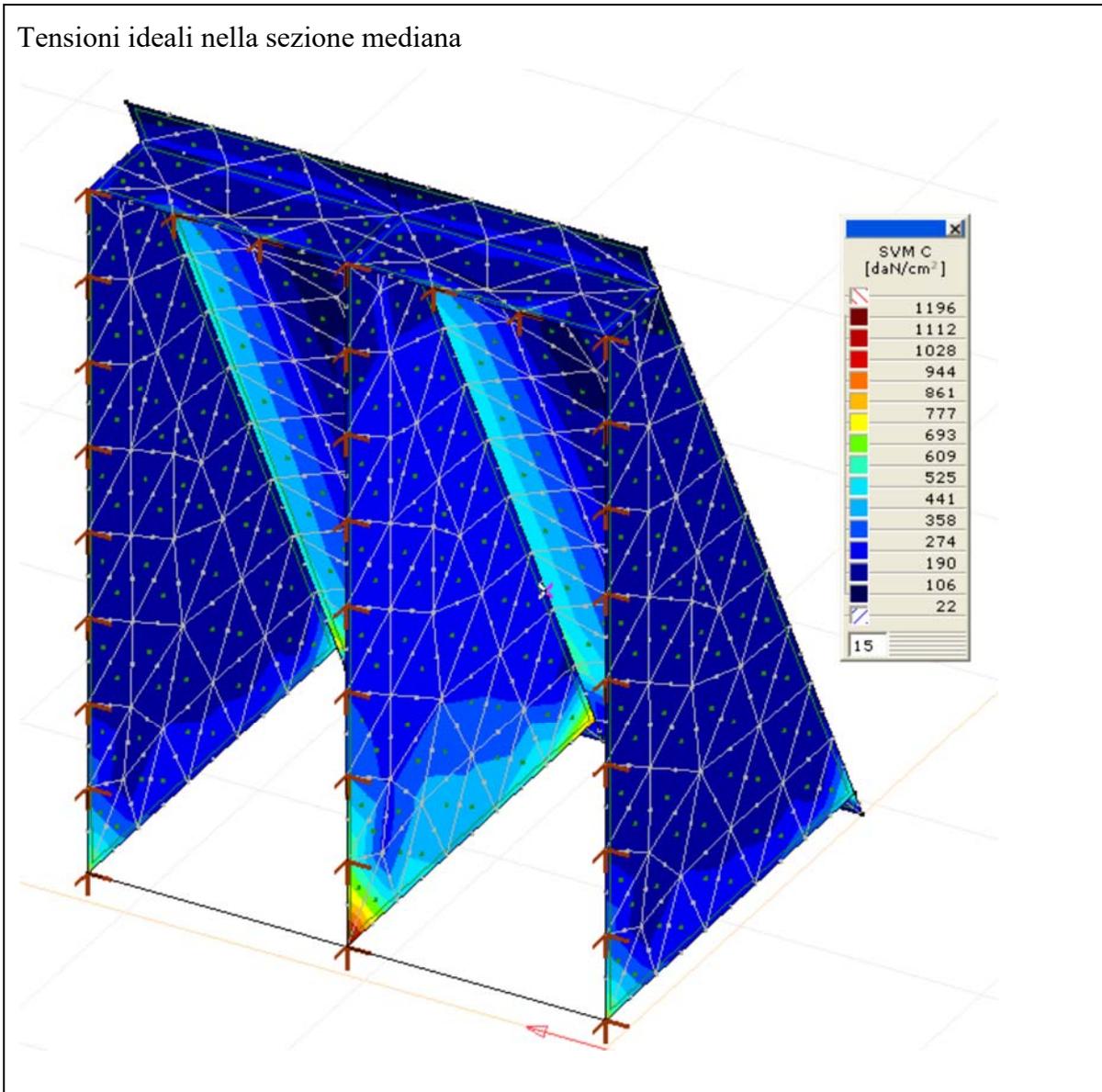


Figura 57: Tensioni sulle lame di appoggio del piatto di contrasto

10.1.13 Verifica tasselli su spalla

Per la verifica dei tasselli, alla luce delle considerazioni precedenti si utilizza la procedura usuale delle EOT/ETAG, ma considerando la distanza dal bordo pari ~50cm, come valore minimo, ossia dall'ultima fila di bulloni della piastra.

Le azioni risultanti sono ottenute considerando le due combinazioni prima citate, trasferendo al baricentro della bullonatura le relative risultanti in funzione delle varie eccentricità.

Si considera il seguente sistema di assi nel piano della bullonatura

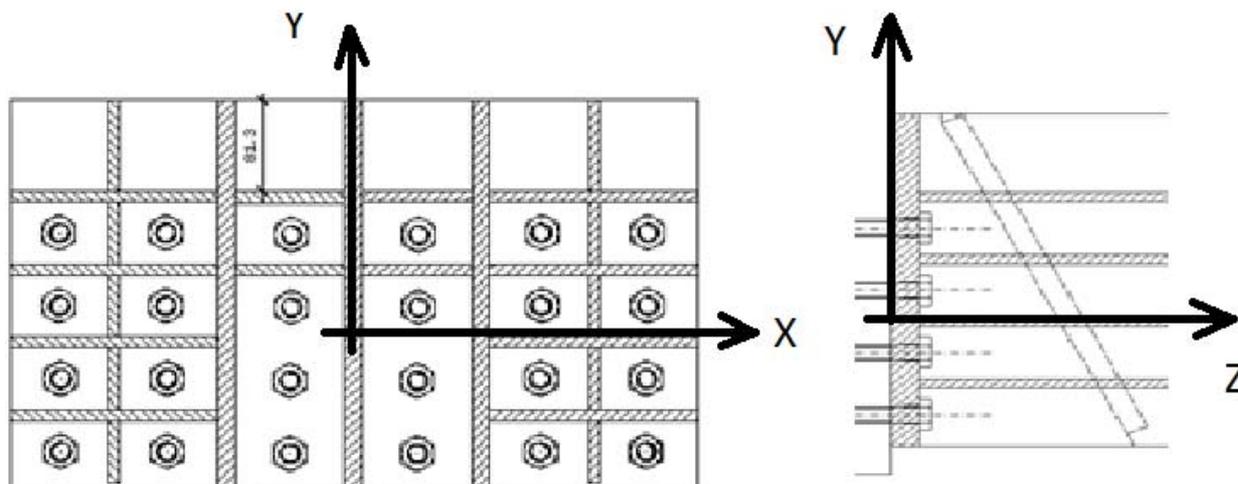


Figura 58: Assi di riferimento per il calcolo della bullonatura

Nel caso in esame si ha quanto di seguito.

A) Effetto sisma longitudinale

Azione assiale

$$F_z = -250 \text{ kN}$$

Azione di taglio

$$F_y = 250 \cdot \text{tg}(27) = 127.4 \text{ kN}$$

Eccentricità tra piatto inclinato e piastra

$$e = 150 \text{ mm}$$

Coppia di trasporto

$$M_x = F_y \cdot e = 127.4 \cdot 0.15 = 19.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

B) Effetto sisma trasversale

Azione laterale (taglio)

$$F_x = 120 \text{ kN}$$

Eccentricità tra piatto inclinato e piastra

$$e = 276 \text{ mm}$$

Coppia di trasporto

$$M_y = F_x \cdot e = 120 \cdot 0.276 = 33.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Le eccentricità sono riportate alla successiva figura.

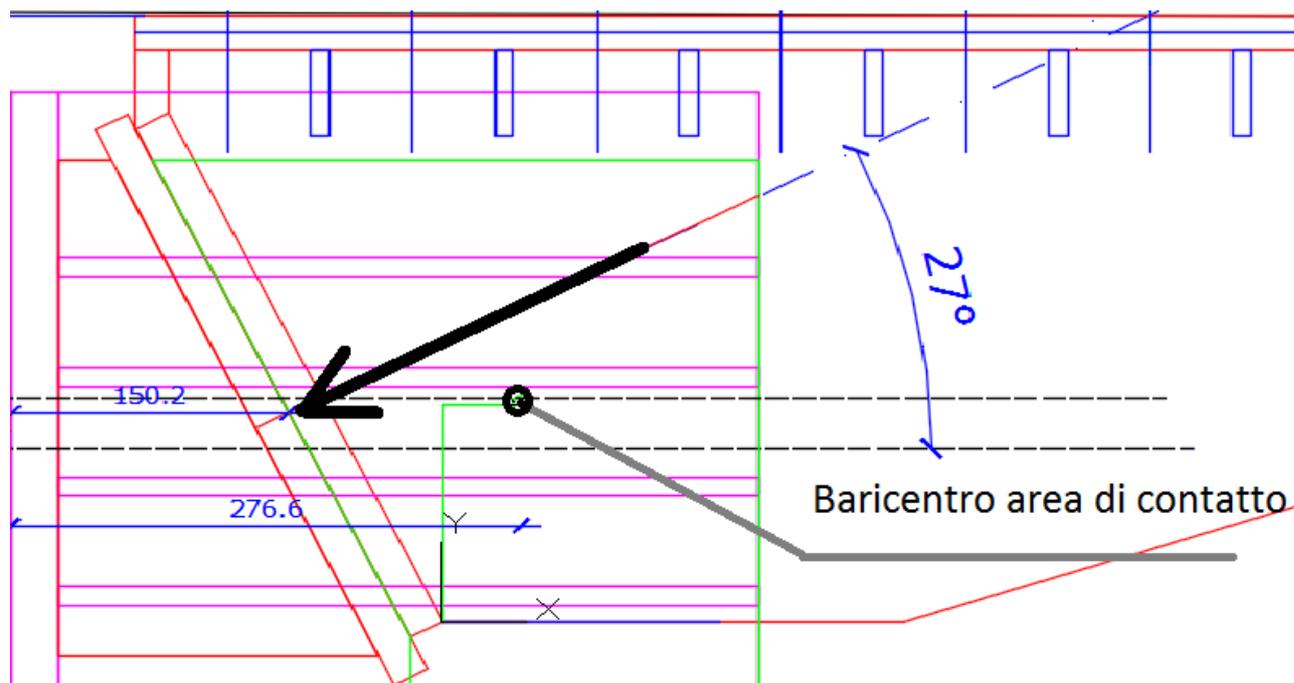


Figura 59: Eccentricità per il calcolo della bullonatura

Le azioni di calcolo sono le seguenti

Caso 1: EL+0.3ET	Caso 2: 0.3EL+ET
$F_z = -250 \text{ kN}$	$F_z = -0.3 \cdot 250 = 75 \text{ kN}$
$F_y = -127.4 \text{ kN}$	$F_y = -0.3 \cdot 127.4 = 38.22 \text{ kN}$
$M_x = 19.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_x = 0.3 \cdot 19.11 = 5.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$
$F_x = 0.3 \cdot 120 = 36 \text{ kN}$	$F_x = 120 \text{ kN}$
$M_y = 0.3 \cdot 33.12 = 9.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_y = 33.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$

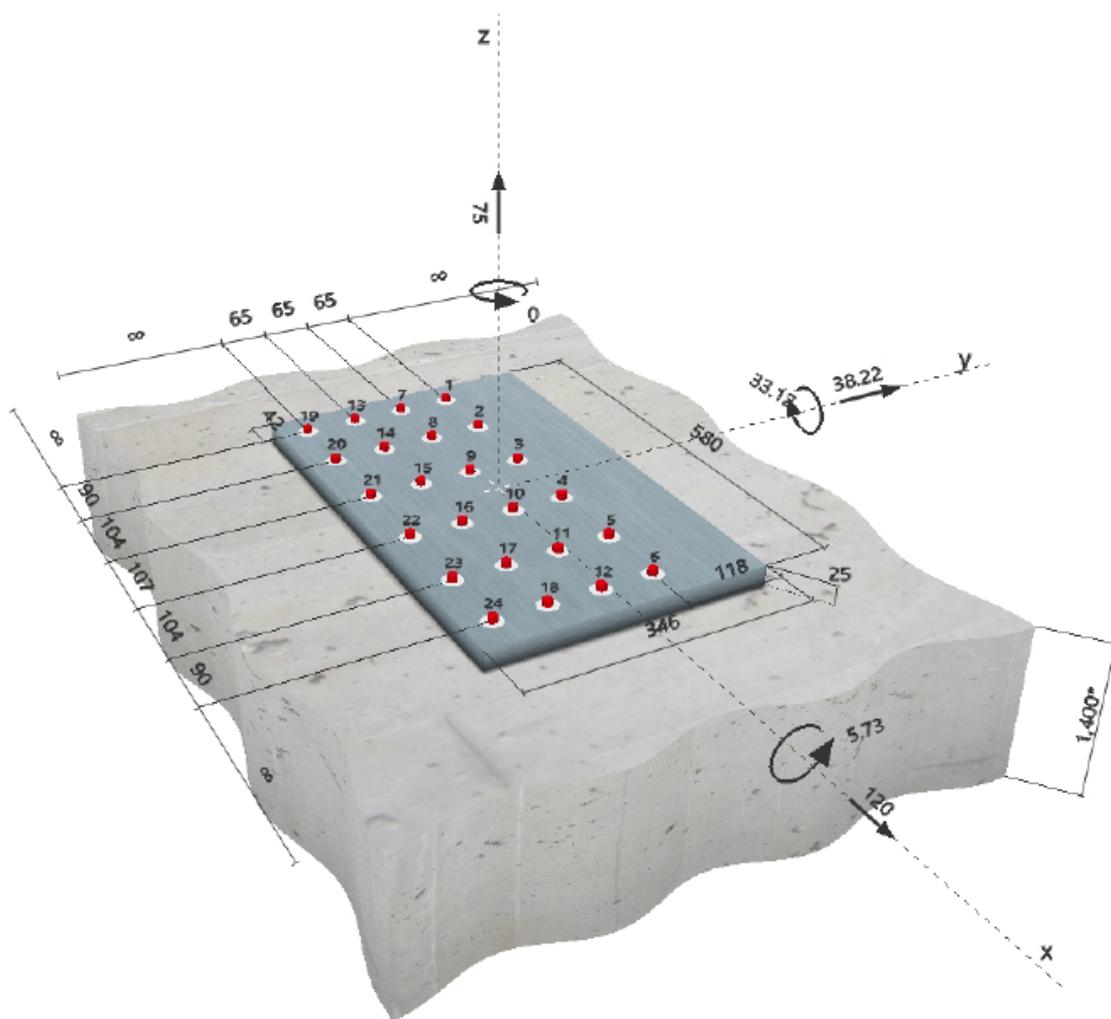
Per i tasselli si prevedono barre filettate CL 8.8 M12 post- inserite con resina epossidica.

La verifica è riportata al seguente tabulato.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V3 + AM (8.8) M12	
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e anco		
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 200 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 16/0143	
Emesso l Valido:	28/07/2016 -	
Prova:	Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 25 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 580 \text{ mm} \times 346 \text{ mm} \times 25 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C45/55, $f_c = 55.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 1400 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	14.968	44.960	34	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	143.694	386.857	38	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	143.694	249.990	58	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	6.389	26.976	24	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	125.940	581.743	22	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.575	0.237	1.500	56	OK

$$\beta_N^2 + \beta_V^2 \leq 1$$

10.1.14 Verifica tasselli su ala trave

Le azioni risultanti sono ottenute considerando le due combinazioni prima citate, trasferendo al baricentro della bullonatura le relative risultanti in funzione delle varie eccentricità.

Si considera il seguente sistema di assi nel piano della bullonatura

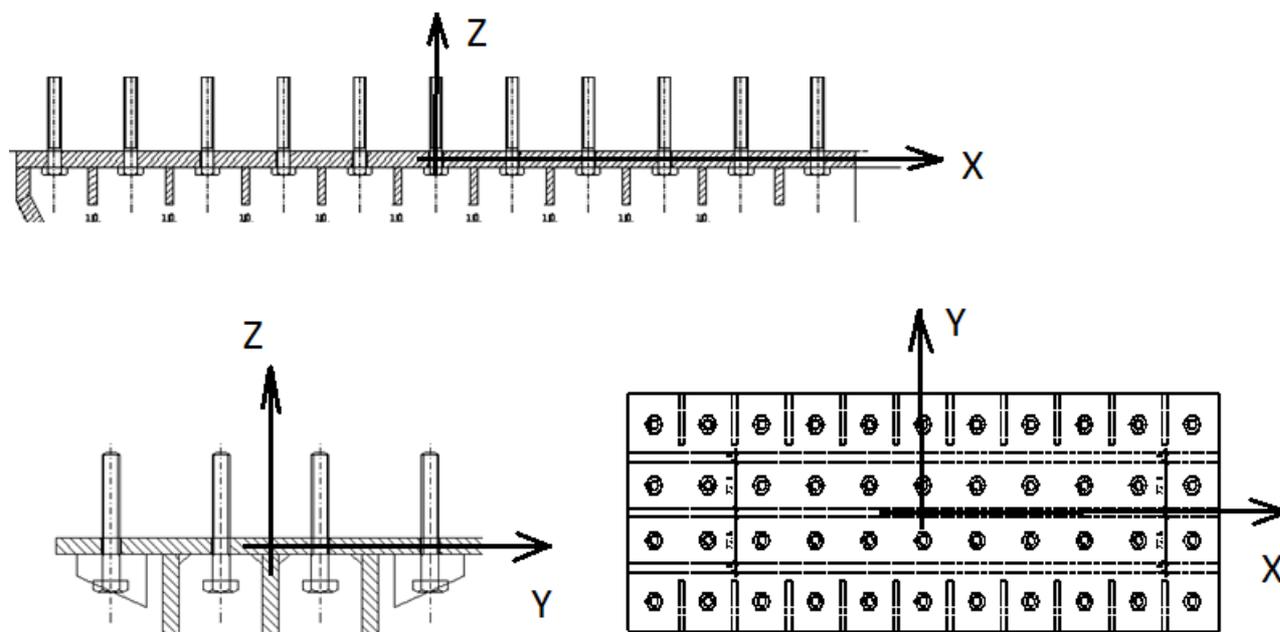


Figura 60: Assi di riferimento per il calcolo della bullonatura

Nel caso in esame si ha quanto di seguito.

A) Effetto sisma longitudinale

Azione assiale

$$F_z = -250 \cdot \text{tg}(27) = -127.4 \text{ kN}$$

Azione di taglio

$$F_x = 250 \text{ kN}$$

B) Effetto sisma trasversale

Azione laterale (taglio)

$$F_y = 120 \text{ kN}$$

Eccentricità tra piatto inclinato e piastra

$$e_z = 227.5 \text{ mm}$$

Eccentricità tra piatto inclinato e piastra

$$e_y = 341 \text{ mm}$$

Coppia di trasporto

$$M_x = F_y \cdot e_z = 120 \cdot 0.2275 = 27.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Torcente di trasporto

$$T_z = F_y \cdot e_y = 120 \cdot 0.341 = 40.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Le eccentricità sono riportate alla successiva figura.

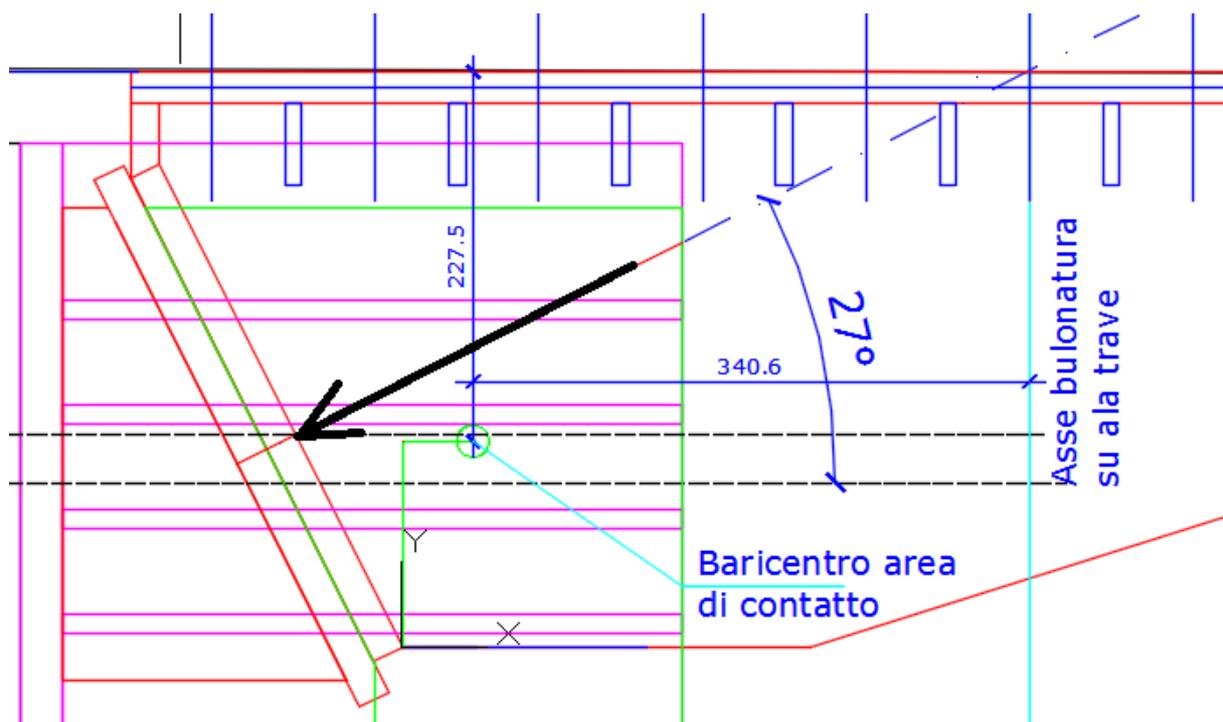


Figura 61: Eccentricità per il calcolo della bullonatura

Le azioni di calcolo sono le seguenti

Caso 1: EL+0.3ET	Caso 2: 0.3EL+ET
$F_z = -127.4 \text{ kN}$	$F_z = -0.3 \cdot 127.4 = 38.22 \text{ kN}$
$F_x = 250 \text{ kN}$	$F_x = 0.3 \cdot 250 = 75 \text{ kN}$
$F_y = 0.3 \cdot 120 = 36 \text{ kN}$	$F_y = 120 \text{ kN}$
$M_x = 0.3 \cdot 27.3 = 8.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_x = 27.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$
$T_z = 0.3 \cdot 40.92 = 12.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$T_z = 40.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Per i tasselli si prevedono barre filettate CL 8.8 M12 post- inserite con resina epossidica.

La verifica è riportata al seguente tabulato.

3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	3.924	44.960	9	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	79.870	315.609	26	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	79.870	282.508	29	OK
Fessurazione**	79.870	249.871	32	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	7.472	26.976	28	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	5.618	11.892	48	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.320	0.472	1.500	51	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1$$

Verifica ala trave in c.a.p. esistente

I ritegni installati sulle ali delle travi in c.a.p. sollecitano le ali stesse, oltre che nel verso dell'asse della trave anche in verso l'alto, generando una flessione locale delle stesse. Tale flessione dovrà essere assorbita dalle barre specificamente posizionate (cfr figura seguente) nelle ali stesse. Alle staffe è deputato il compito di armatura del bordo nel solo presidio dell'azione di taglio fuori piano.

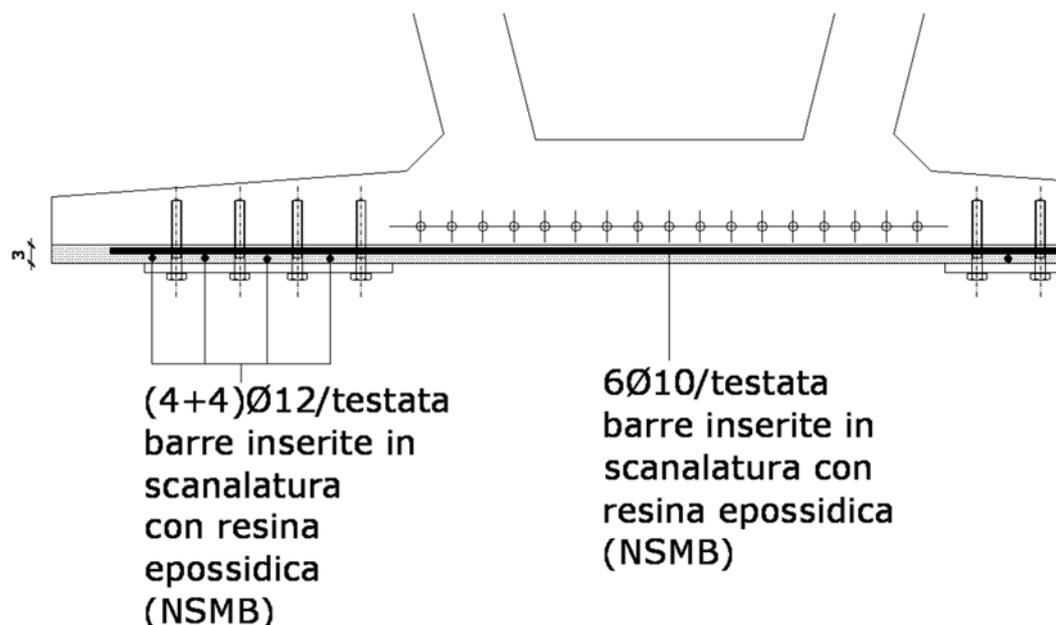


Figura 62: Inserimento NSMB sull'ala della trave in CAP per armatura locale a flessione

L'azione orizzontale assorbita dal singolo ritengo è

$$F_{sd} = 250 \text{ kN}$$

La componente verticale vale

$$Z_{sd} = 250 * \text{tg}(27) = 127.4 \text{ kN}$$

La superficie di contatto con la piastra è

$$a \times b = 0.40 - 1.10 = 0.44 \text{ mq}$$

La pressione di contatto media è

$$p = 127.4 / 0.44 = 289.55 \text{ kN/mq}$$

Per il calcolo delle azioni di flessione si utilizza un modello FEM dell'ala, al fine di cogliere gli effetti di ripartizione dovuti alla geometria bidimensionale della stessa.

Il risultato del calcolo in termini di momenti di piastra m_y è riportato alla successiva figura:

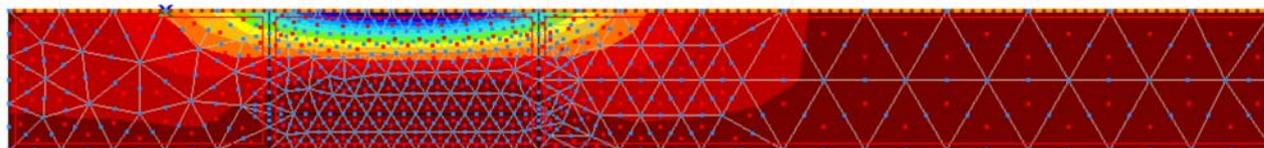


Figura 63: Momenti indotti dal ritengo sull'ala della trave in CAP

Da tale analisi si può stimare la larghezza di diffusione del carico per effetto della geometria dell'ala.

In dettaglio, nella zona di applicazione del carico si ha il seguente momento:

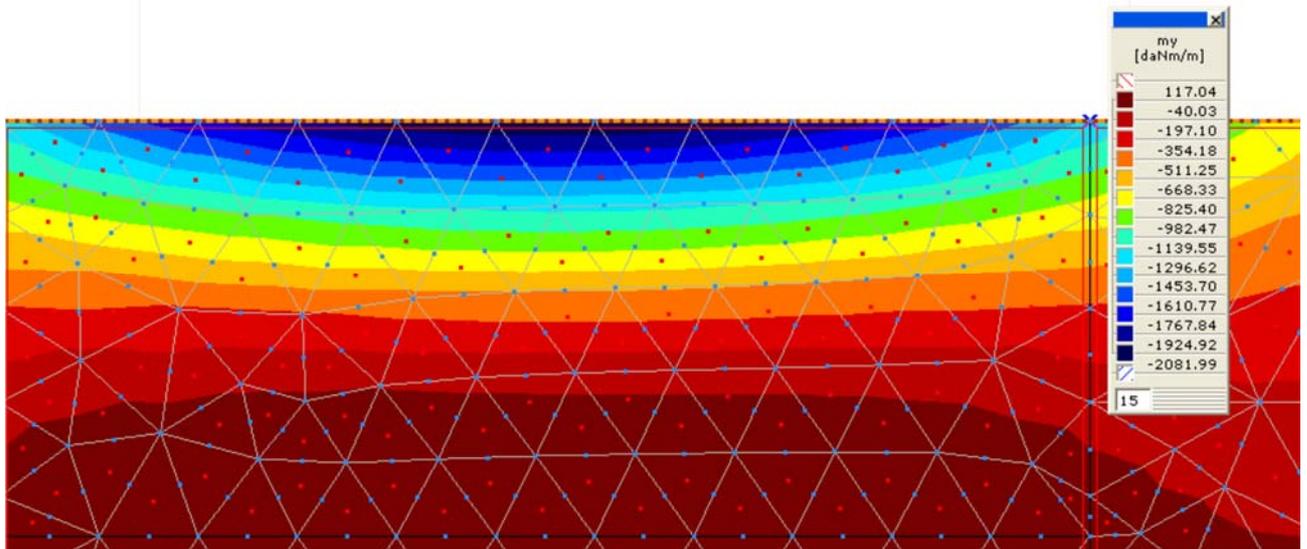


Figura 64: Dettaglio momenti indotti dal ritegno sull'ala della trave in CAP

Pertanto il momento da assorbire, nella zona di applicazione del carico, sarà:

$$m_1 = 2082 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m} = 208200 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{m}$$

$$m_2 = 1274 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m} = 127400 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{m}$$

$$M_{sd} = (2082+1274)/2 = 1678 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m} = 167800 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{m}$$

Avendo prevista la presenza di barre integrative
4.71 cmq

$$A_s = 6\emptyset 10 = 6 \cdot 0.785 =$$

Il momento resistente (v. successivo foglio di calcolo) vale

$$M_{Rd} = 2129 \text{ kg}\cdot\text{m} > M_{sd}.$$

Calcolo momento resistente aletta trave CAP

Verifica a flessione DM08**Calcestruzzo**

$$R_{ck} = 550 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = 457 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ctm} = 38.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 26.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2.025$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Acciaio

$$f_{yk} = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

f_{yd}	3913	kg/cm ²
f_{cd}	192	kg/cm ²
f'_{cd}	96	kg/cm ²
f_{ctd}	13.2	kg/cm ²

Dati sezione

$$b_w = 110 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$c = 3.0 \text{ cm} \quad \text{copriferro}$$

$$d = 12 \text{ cm} \quad \text{altezza utile}$$

Armatura tesa disposta

$$c_{med} = 3.0 \text{ cm}$$

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
6	10	4.71	3
0	0	0.00	0

$$A_{sw} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Momento resistente

$$q = 0.0729 \quad \text{percentuale meccanica d'armatura}$$

$$M_{Rd} = 212883 \text{ kg*cm} \quad \text{momento resistente}$$

$$M_{Rd} = 2129 \text{ kg*m}$$

Nel calcolo del momento resistente non si considerano le staffe ivi presenti

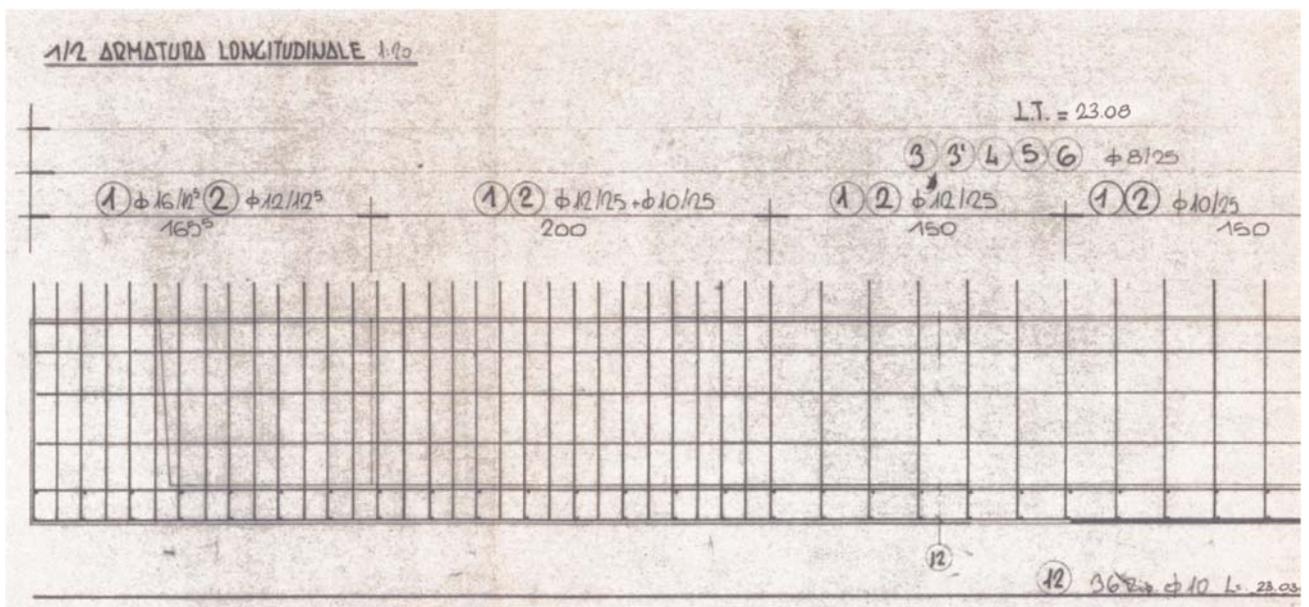
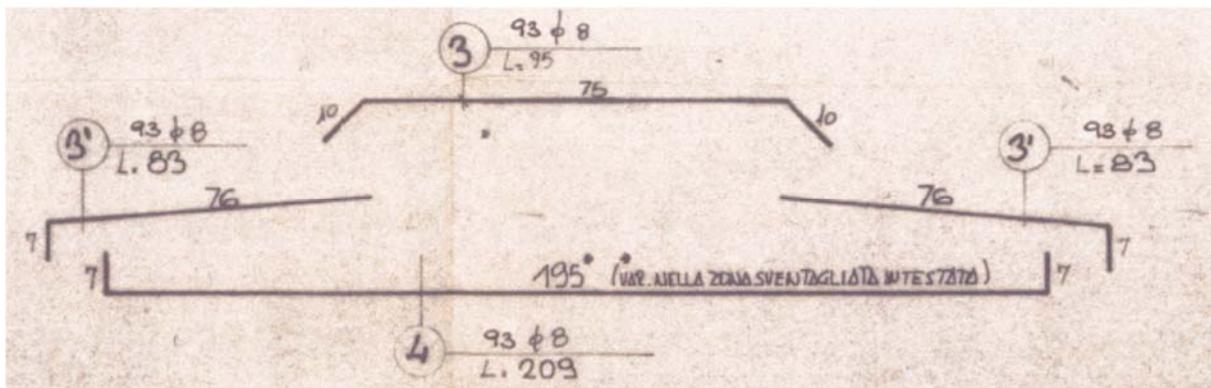
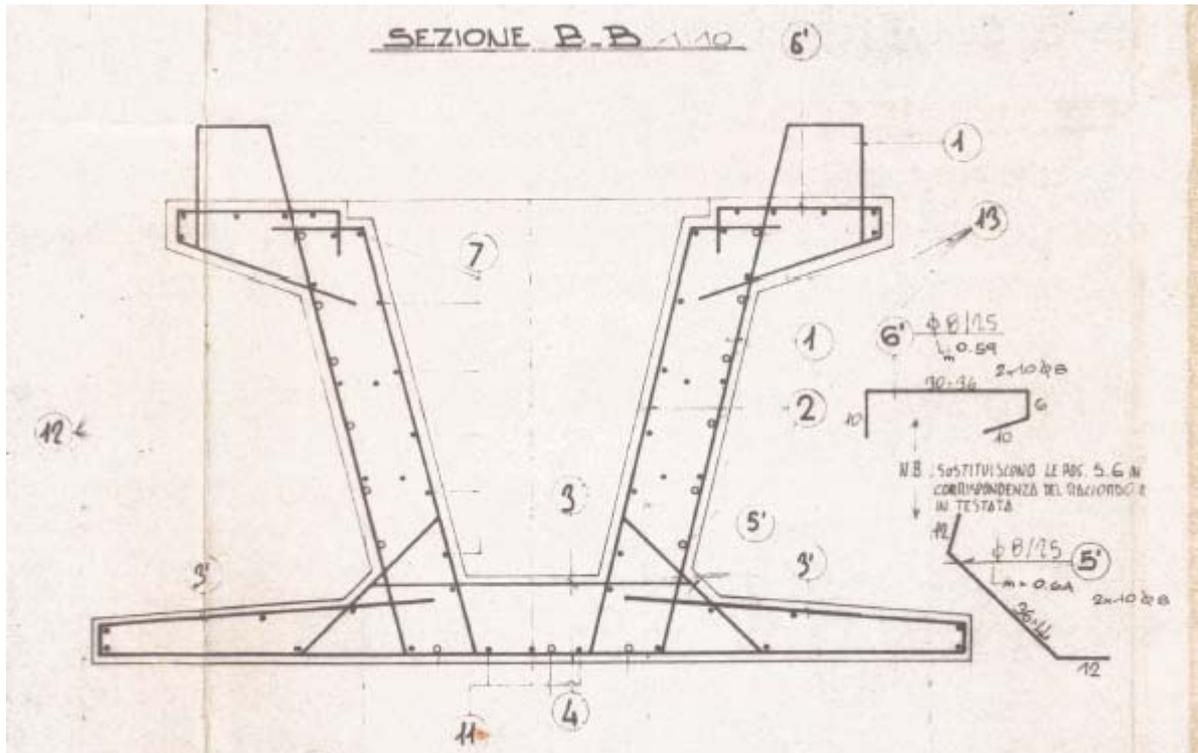


Figura 65: Armatura della trave esistente

11. Conclusioni

Il progetto è stato redatto in conformità dell'art.17 della Legge 2.2.74 n°64 e dei decreti ministeriali emanati ai sensi degli art.1 e 3 della medesima legge, ed in particolare delle nuove “*Norme tecniche per le costruzioni*” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Le analisi condotte confermano che tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente risultano soddisfatte. Le strutture soddisfano, pertanto, i requisiti di sicurezza prescritti dalle vigenti Leggi.