

**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 OPERE PK-24+358/ PK-24+497
RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etablish 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	Revisone 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.)

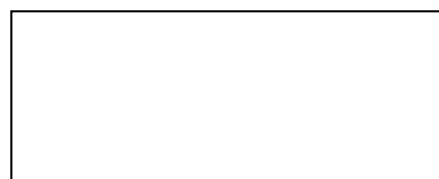
1	0	2	C	C	1	6	1	6	7	O	C	A	0	W	G
Lot Cos. Lot.Con.	Cantiere operativo/ Chantier de construction		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre		Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	G	C	R	E	1	3	1	5	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	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	4
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
5. CONDIZIONI DI INSTALLAZIONE DELLE PALANCOLE	7
6. AZIONI DI PROGETTO	8
6.1 Parametri del rilevato esistente	9
6.2 Terreno di infissione	9
6.3 Carichi variabili a tergo	12
6.4 Azioni sismiche	12
7. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	12
8. CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	15
9. VERIFICHE DELLA PALANCOLATA.....	17
9.1 Calcolo delle spinte sulle pareti	17
9.2 Verifica strutturale della palancolata	22
9.2.1 Verifica altezza massima	22
9.3 Verifica infissione.....	24
9.4 Verifica di resistenza della palancolata - STR.....	26
9.5 Confronti con altezza minima $H=7.5$	30
9.6 Verifica parete di risvolto per azione in piano.....	31
10. CALCOLO PROFILI DI CONTRASTO	34
10.1 REAZIONI SULLE STRUTTURE DI CONTRASTO.....	34
10.2 VERIFICA PROFILI E TRAVI DI CONTRASTO	35

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Sezione opera provvisoriale	5
Figura 3: Condizioni di installabilità delle palancole in terreni incoerenti	7
Figura 4: Schema di scavo della palancolata	8
Figura 5: Ubicazione sondaggi nell'area oggetto di studio.....	10
Figura 6: Risultati sondaggio SC4 (doc PD2C3AMUS1200AAPNOT pag. 27).....	11
Figura 7: Sintesi parametri meccanici per le UG del sito	11
Figura 8: Comportamento di un'opera flessibile multi-ancorata.....	13
Figura 9: Diagramma di spinte apparenti sulla parete.....	13
Figura 10: Condizioni di verifica per la palancolata	16
Figura 11: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.I NTC08).....	16

Figura 12: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II NTC08)	17
Figura 13: Diagrammi delle sollecitazioni nella palanca (STR).....	23
Figura 14: Condizione di equilibrio limite per una parete continua immorsata nel terreno	24
Figura 15: Sezione tipologica palanca Larssen 23	26
Figura 16: Tabelle di produzione palanca	26
Figura 17: Classe di sezione secondo EC3.....	27
Figura 18: Calcolo area di taglio secondo EC3.....	28
Figura 19: Sollecitazioni per la palanca più bassa (7.5m)	30
Figura 20- Siglatura elementi ritegno orizzontale.....	35
Figura 21- Schema di carico livello alto(kg/ml) (livello 1)	36
Figura 22- Schema di carico livello basso (kg/ml) (livello 2).....	37
Figura 23 – Andamento Sforzo Normale Schema carico 1	38
Figura 24 –Andamento Momento flettente Schema carico 1	39
Figura 25 –Andamento Sollecitazione tagliante Schema carico 1	40
Figura 26– Andamento Sforzo Normale Schema carico 2.....	41
Figura 27–Andamento Momento flettente Schema carico 2.....	42
Figura 28–Andamento Sollecitazione tagliante Schema carico 2.....	43

LISTE DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Sintesi unità geologiche dell'area (doc. PD2C3AMUS1200AAPNOT).....	10
---	----

1. Premessa

Il presente elaborato riporta le verifiche geotecniche e strutturali relative alle opere provvisorie necessarie per l'esecuzione degli allargamenti dell'impalcato relativo alle opere P358.

Tale opera fa parte del Progetto di Delocalizzazione dell'area dell'Autoporto e dell'area di servizio dall'attuale area ubicata nel comune di Susa (TO). L'area individuata per la realizzazione del nuovo Autoporto ricade all'interno del territorio comunale di San Didero (TO). Nel seguito vengono quindi riportate la descrizione delle strutture, la modellazione e le verifiche effettuate.

Dal punto di vista delle analisi strutturali 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

Nella stesura della presente relazione si sono seguite le indicazioni contenute nella normativa vigente. In particolare si sono considerate le seguenti normative:

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.*
- **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"*

Oltre alle predette norme, quando non in contrasto con esse, sono stati utilizzati i seguenti riferimenti di letteratura tecnica consolidata

- R. Lancellotta – J. Calavera *"Fondazioni"* McGraw-Hill 1999
- Manuale CALTRANS 2015 per la progettazione delle opere infrastrutturali viarie;
- Manuale FHWA 1999 per la progettazione delle opere infrastrutturali viarie;
- V. Pane – C. Tamagnini *"Analisi dei diaframmi multiancorati"* Hevelius 2004
- V. Mosco – G. Marconi *"Progettazione e calcolo di pali di fondazione e paratie in acciaio"* Siderservizi 1982
- B. Cordova *"Costruzioni in acciaio"* Hoepli 2012

3. Descrizione delle strutture

Per la realizzazione dell'allargamento di cui alla successiva figura, è necessario prevedere la realizzazione di una palancolata provvisoria in grado di contenere gli scavi per le sole fasi di esecuzione delle fondazioni e della porzione di spalla in allargamento.

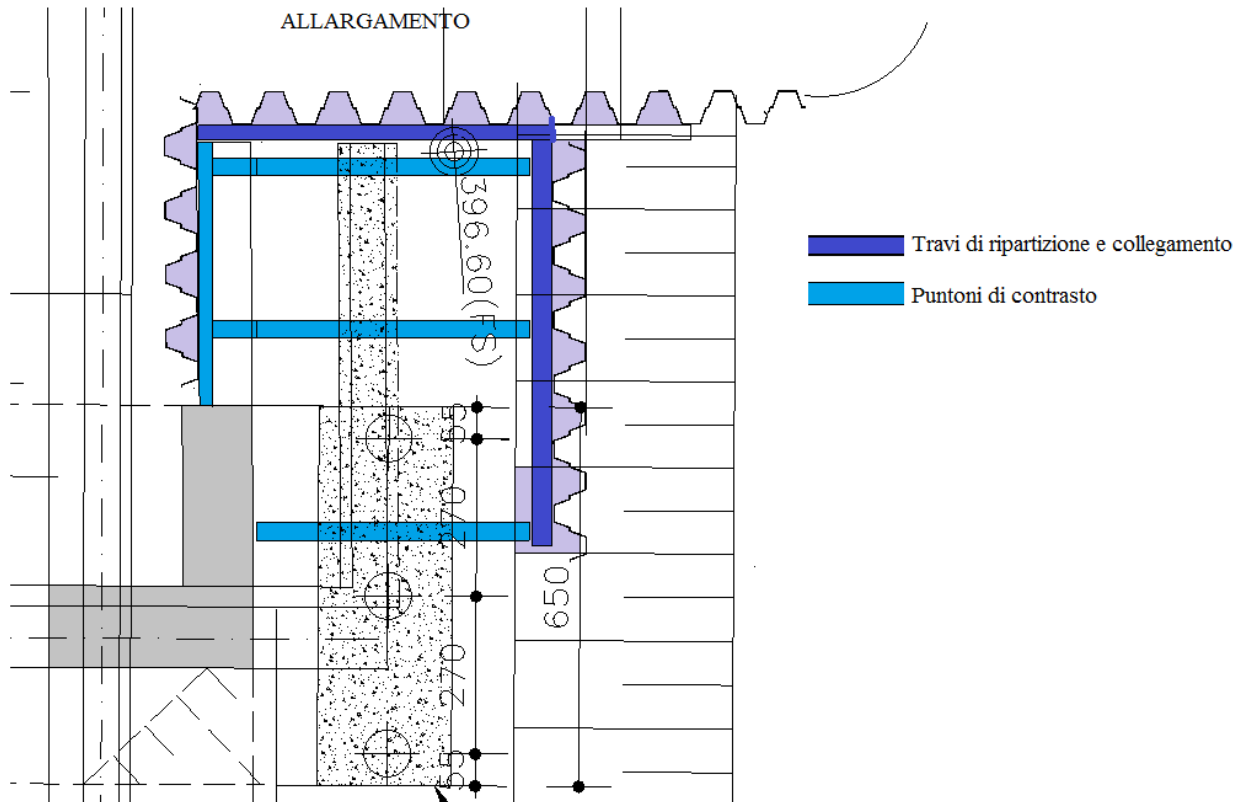


Figura 1 – Sezione opera provvisoria

L'opera provvisoria, come rappresentato in figura, è costituita dal palncole tipo "Larsen 23", o equivalenti, che realizzano tre pareti continue, mutuamente contrastate tra loro, in grado di contenere, per l'usuale meccanismo di infissione nel terreno e la presenza di opportune strutture di contrasto su due registri, le spinte dello scavo a paramento verticale.

La presenza delle strutture di contrasto consente di realizzazione una struttura di contenimento che consente di realizzare una forma autostabile.

La struttura si comporta, a tutti gli effetti, come una paratia provvisoria con più livelli di contrasti. E come tale ne verrà valutata la sua stabilità.

4. Caratteristiche dei materiali

E' previsto l'uso dei seguenti materiali:

A) Palancole

Per la realizzazione delle palancole, in accordo alle vigenti norme si utilizza un acciaio di classe S275JR

I parametri di resistenza sono i seguenti

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

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

Il fattore parziale di sicurezza è pari a $\gamma_{M0} = 1.05$

La tensione limite di calcolo è $f_{yd} = 275/1.05 = 261.9 \text{ N/mm}^2 \sim 2238 \text{ kg/cmq}$

Per la verifica a taglio si ha $f_{vd} = 275/\sqrt{3}/1.05 = 151.2 \text{ N/mm}^2 \sim 1512 \text{ kg/cmq}$

B) Strutture di contrasto

Si prevede l'utilizzo dello stesso acciaio del caso precedente.

5. Condizioni di installazione delle palancole

Per la verifica della possibilità di installazione della palancole si considerano le indicazioni previste dalle norme inglesi, quale documento di comprovata validità, non essendo presenti indicazioni in tal senso nelle norme italiane. Nello specifico, la norma, in relazione ai parametri meccanici del terreno, sintetizzati nel numero di colpi SPT, individua per ogni classi di acciaio il modulo di resistenza flessionale per ml della palancole minimo necessario e la lunghezza massima della stessa:

Table 5 — Selection of pile size to suit driving conditions in granular soils using impact hammers

Dominant SPT <i>N</i> Value	Minimum wall modulus cm ³ /m		Recommended maximum driving length m
	Grade 5275P mild steel to BS EN 10025:1990	Grade 5355P high yield steel to BS EN 10025:1990	
0 to 10	450		7
11 to 20		450	9
21 to 25	850		11
26 to 30		850	14
31 to 35	1 300		16
36 to 40		1 300	18
41 to 45	2 300		20
46 to 50		2 300	22
51 to 60	3 000		24
61 to 70		3 000	26
71 to 80	4 200		30
81 to 140		4 200	30+

NOTE 1 *N* is the standard penetration test (SPT) blow count. Dominant means the high average for the soils. Where piles are to be driven only to a toe hold in rock, the SPT value should be divided by a factor of 4 for that stratum only.

NOTE 2 For SPT values exceeding 50, pile damage, declutching and/or refusal may occur. Additional consideration should be given to the presence of cobbles or boulders, which may give rise to obstructed driving, damage and/or declutching.

Figura 2: Condizioni di installabilità delle palancole in terreni incoerenti

Con riferimento alla tabella precedente (rettangolo evidenziato) e con le palancole previste si ha:

$$W = 2000 \text{ cm}^3/\text{m} > W_{\min}$$

$$L < 14\text{m}$$

Le condizioni di installabilità sono soddisfatte.

6. Azioni di progetto

Le azioni che cimentano l'opera sono essenzialmente le spinte del terreno a tergo. Esso è rappresentato dal corpo del rilevato stradale a tergo spalla che dovrà essere scavato e per la realizzazione del nuovo sistema di allargamento (prolungamento spalla e relativa fondazione). L'altezza dello scavo è notevole, benchè di estensione variabile seguendo la sagoma della scarpata. In particolare si assume una altezza massima fuori terra della palancolata da fondo scavo di 9.5m, che gradualmente si riduce sino ad una altezza massima di 7.5m in corrispondenza del risvolto.

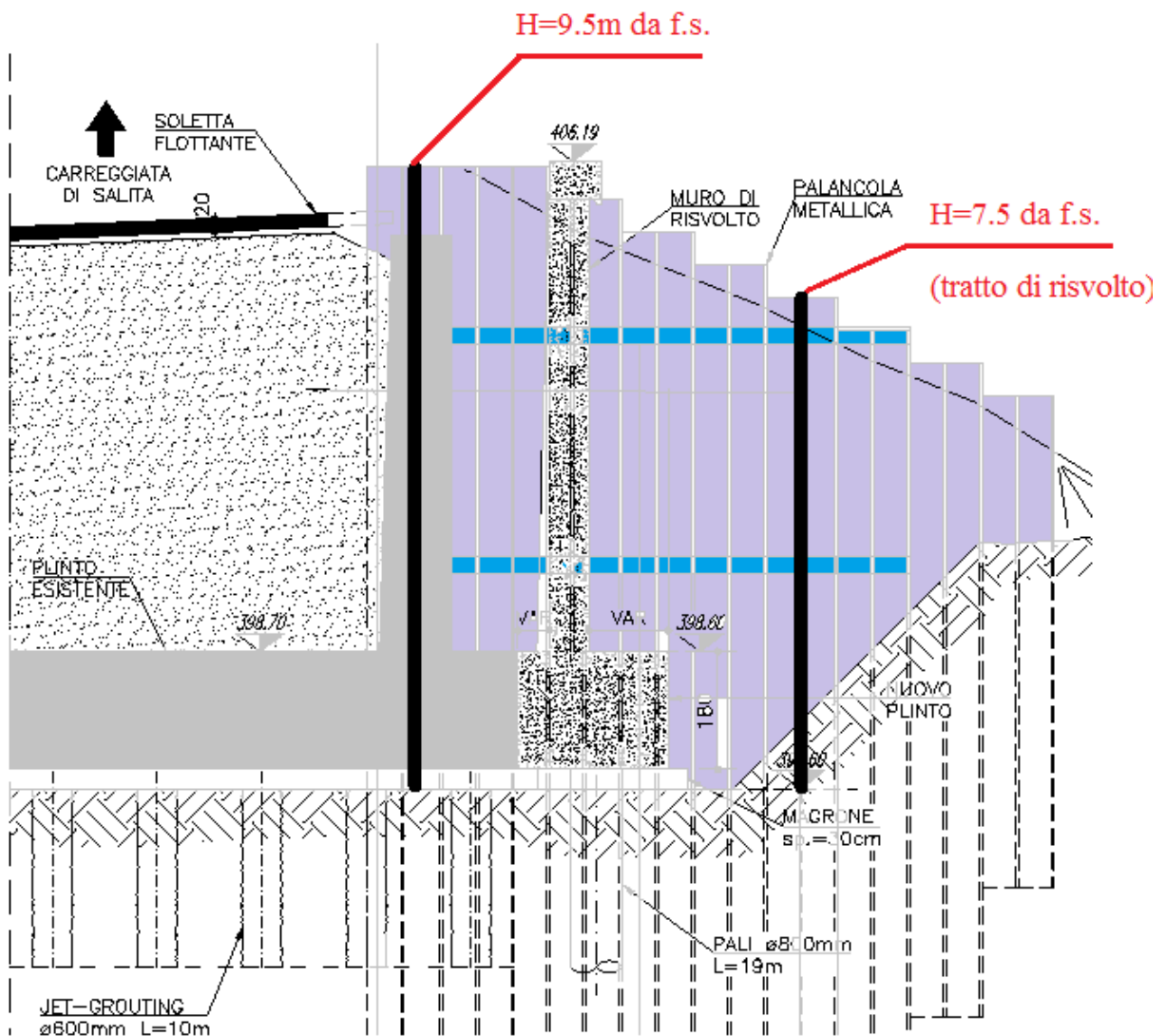


Figura 3: Schema di scavo della palancolata

Per quanto riguarda le azioni indotte dal terreno occorre valutare la stratigrafia in sito e considerare che la palancolata sarà installata all'interno di un rilevato esistente.

Rispetto alle usuali installazioni in campo libero, il caso specifico differisce poiché il paramento da sostenere è proprio una porzione di rilevato che sarà successivamente ripristinato, per cui le spinte del terreno dunque dipendono dal tipo di rilevato su cui si opera.

6.1 Parametri del rilevato esistente

Considerate le necessità di stabilità dei rilevati si assumono, ragionevolmente, i seguenti parametri meccanici, dedotti considerando l'inclinazione dell'attuale scarpata:

- Angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 35^\circ$
- Peso unitario $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$

6.2 Terreno di infissione

Per il terreno di infissione occorre fare riferimento alle indagini geognostiche di corredo a progetto. Segnatamente si fa riferimento ai seguenti documenti:

- i. Relazione geologico geotecnica progetto definitivo PD2C3AMUS1200AAPNOT
- ii. Tavola di localizzazione dei sondaggi PD2-C3A-MUS-1204-A-AP-PLA
- iii. Integrazione campagna diagnostica relativa al progetto esecutivo

Dal documento ii) si deduce che l'area oggetto di intervento è ben individuata, dal punto di vista stratigrafico, dai sondaggi indicati con SC6 e SC6P.

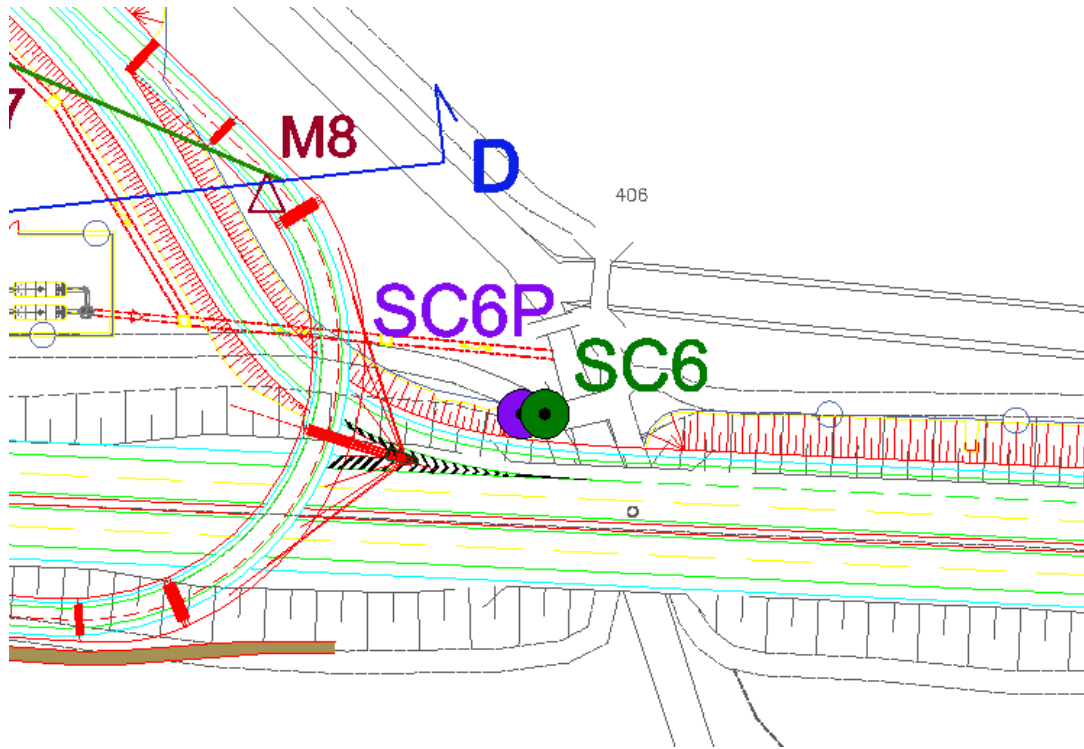


Figura 4: Ubicazione sondaggi nell'area oggetto di studio

Gli esiti delle risultanze di tali prospezioni sono dedotti dal doc. i) e sono qui di seguito riassunti.

La caratterizzazione del terreno in sito è sintetizzata alla successiva Tabella 1.

I parametri necessari per i calcolo sono esposti alla Figura 5 successiva.

In base alle unità litostratigrafiche principali descritte più nel dettaglio nel capitolo 5.1, in base ai risultati delle prove in foro ed in 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; orizzonti sabbiosi discontinui di potenza ridotta sono rinvenibili a differenti profondità intervallati alle ghiaie dominanti.*
- *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 15 m di profondità.*

Tabella 1: Sintesi unità geologiche dell'area (doc. PD2C3AMUS1200AAPNOT)

I parametri meccanici relativi ai sondaggi eseguiti sono qui di seguito riportati.

Codice sondaggio	Progetto	Straumentazione in foro	Profondità prova (m)	Litotipo	Prove SPT			
					N1	N2	N3	NSPT
Sc6	PD delocalizzazione Autoporto	piezometro	3	terreno di riporto: sabbia grossa e media limosa nocciola e ghiaia poligenica ed eterometrica	7	7	8	15
			6	ghiaia eterometrica poligenica in matrice sabbiosa grigiastra	11	12	10	22
			9	ghiaia eterometrica poligenica in matrice sabbiosa grigiastra	23	28	R(8)	R(8)
			12	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli e sabbia limosa di colore nocciola	18	22	30	52
			15	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli e sabbia limosa di colore nocciola	20	25	29	54
			18	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli e sabbia limosa di colore nocciola	28	33	30	63
			21	ghiaia eterometrica poligenica e sabbia limosa di colore nocciola	19	25	28	53
			24	ghiaia eterometrica poligenica e sabbia limosa di colore nocciola	25	29	30	59
			27	ghiaia eterometrica poligenica e sabbia limosa di colore nocciola	29	38	R(3)	R(3)

Figura 5: Risultati sondaggio SC4 (doc PD2C3AMUS1200AAPNOT pag. 27)

Si nota che il terreno di imposta della palancoata ha una sensibile capacità meccanica, come evidente dai risultati del numero di colpi SPT emersi dalle prove.

In relazione ai parametri meccanici, si farà riferimenti a quanto esposto nelle Tab. 7 ed 8 del doc. i), per comodità riportate alla successiva figura:

Sintesi dei valori medi dei parametri geotecnici (sondaggi PD 2013)				Japanese national railway	Peck-Hanson & Thornburn	Menzenbach & Malcev	Crespellani e Vannucchi
n° prove non a rifiuto	Litotipo	NSPT	Unità geotecnica	φ°	φ°	E (MPa)	G0 (Mpa)
1	terreno di riporto ghiaioso-sabbioso	15	UG1	25	31	19	41
2 valori	sabbia limosa con ghiaia	51	UG2	35	41	56	86
20 valori	ghiaia e sabbia limosa con locali ciottoli	43	UG3	33	39	48	76
2 valori	limo sabbioso con rara ghiaia	15	UG4	24	31	19	40

Tab. 7 – Sintesi dei parametri ottenuti a partire dai risultati delle prove penetrometriche S.P.T. nei sondaggi per il Progetto Definitivo 2013

Sintesi dei valori medi dei parametri geotecnici (SPT sondaggi Banca Dati Geotecnica ARPA Piemonte)				Japanese national railway	Peck-Hanson & Thornburn	Menzenbach & Malcev	Crespellani e Vannucchi
n° prove non a rifiuto	Litotipo	NSPT	Unità geotecnica	φ°	φ°	E (MPa)	G0 (Mpa)
no valori	terreno di riporto ghiaioso-sabbioso		UG1				
2 valori	sabbia limosa con ghiaia	15	UG2	25	31	19	41
39 valori	ghiaia e sabbia limosa con locali ciottoli	50	UG3	35	41	55	83
2 valori	limo sabbioso con rara ghiaia	8	UG4	22	29	12	28

Tab. 8 – Sintesi dei parametri ottenuti a partire dai risultati delle prove penetrometriche S.P.T. nei sondaggi della Banca Dati Geotecnica ARPA Piemonte

Figura 6: Sintesi parametri meccanici per le UG del sito

Alla luce delle tabelle precedenti, si assumono i seguenti parametri meccanici:

- Numero colpi SPT (fino a 6m) $N = 22$
- Angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 25^\circ - 31^\circ$
- Peso unitario $\gamma' = 20.00 \text{ kN/m}^3$

La falda è risultata interessare strati tendenzialmente superficiali, tra 1.2-3.8 m con media a circa 2.5m dal p.c. (cfr. pag. 17 del doc. i)).

6.3 Carichi variabili a tergo

Non si prevedono carichi a tergo

6.4 Azioni sismiche

Essendo l'opera provvisoria l'azione sismica non è pertinente, dato che le NTC2008 al Capitolo 2.4.1 indicano che: *“le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.”*

Quindi, nel caso in esame, non verranno eseguite le verifiche sismiche.

7. Modellazione della struttura

Per le verifiche di cui al successivo paragrafo, la palancolata è modellata come opera di sostegno flessibile contrastata su più registri da strutture rigide.

L'altezza di spinta varia da 9.5m a 7.5m.

Per la tipologia di opera in esame il calcolo è condotto in accordo alle usuali procedure che prevedono la definizione di un regime di spinte di involuppo (metodo delle pressioni apparenti), sviluppato da Terzaghi e Peck (1967) e successivamente recepito in varie linee guida internazionale (CALTRANS ed. 2015, FHWA, ed. 1999).

Il metodo prevede la definizione, in relazione al tipo di terreno di un regime di spinte di involuppo che possano simulare per tutte le fasi di esecuzione dell'opera le spinte a tergo.

Il metodo è sufficientemente consolidato e validato nei succitati documenti da poter essere utilizzato in tale contesto.

La successiva figura riporta le indicazioni relative al metodo in oggetto, tratte dalle linee guida FHWA; nello specifico è riportato il regime di pressioni che rappresenta l'involuppo delle pressioni nella parete.

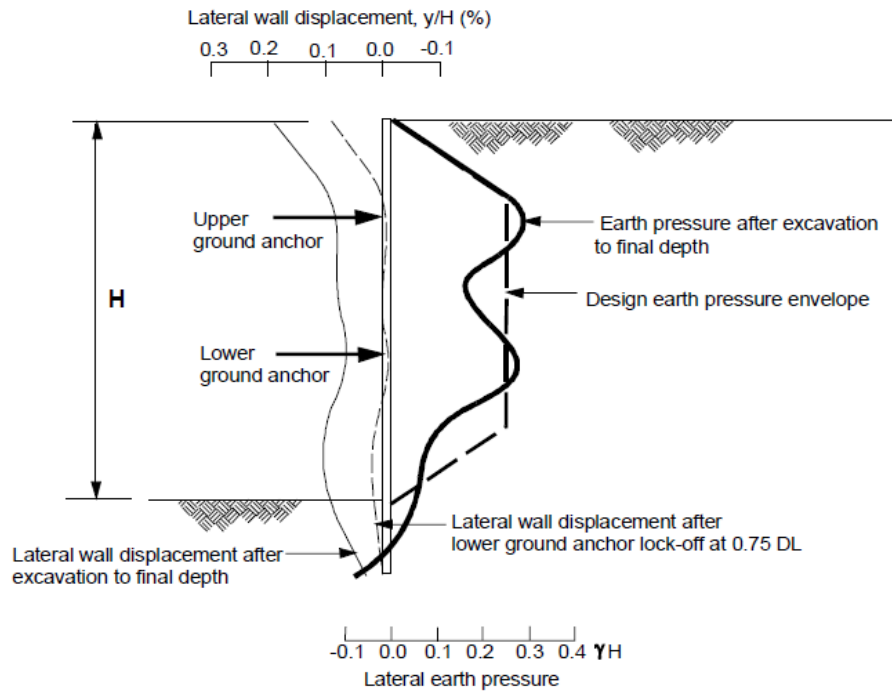


Figura 7: Comportamento di un'opera flessibile multi-ancorata

Lo schema qualitativo di cui alla figura precedente trova una sua quantificazione nella seguente assunzione relative ai regimi di spinta:

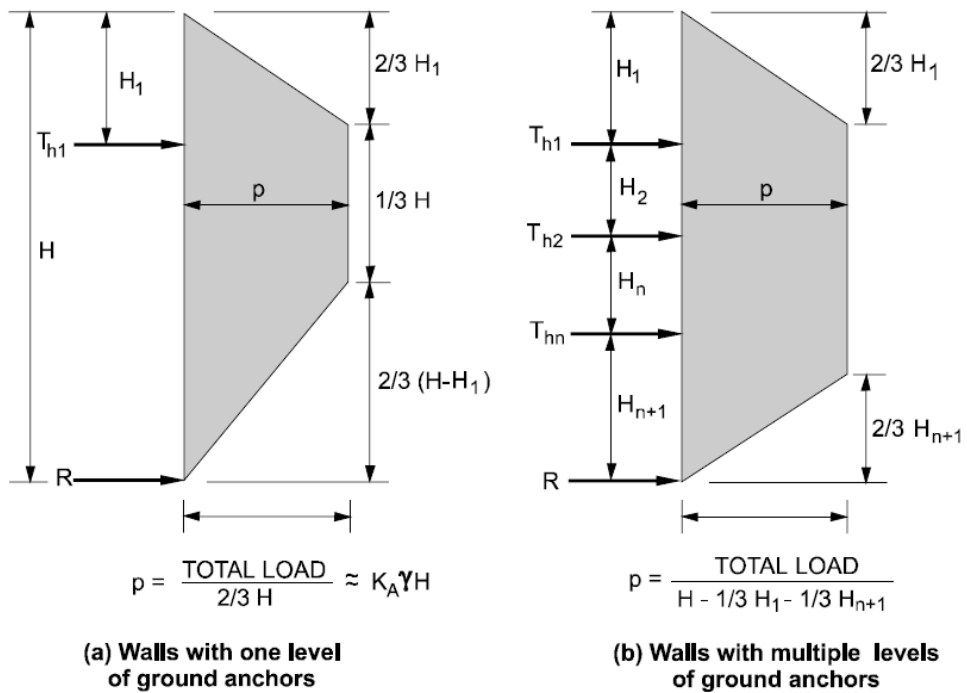


Figura 8: Diagramma di spinte apparenti sulla parete

Per il calcolo della spinta massima p indicata dal trapezio di pressione occorre calcolare il valore del carico totale agente sulla parete (per ml), ossia il parametro “TOTAL LOAD” indicato in Figura 8. Secondo le raccomandazioni di letteratura si ha

$$F_{\text{tot}} = 0.65 \gamma' K_a H^2.$$

con K_a = coefficiente di spinta attiva

Definite le spinte, è possibile risolvere lo schema di calcolo, tenendo conto che il problema è di equilibrio iperstatico e quindi non sono sufficienti le equazioni cardinali della statica per dedurre le incognite del problema:

- Profondità di infissione d ($=1.2d_0$);
- Controspinta R al piede.

E verificare la capacità della sistema di palancole, in termini di resistenza a flessione e taglio del singolo elementi.

Tanto considerato, si procederà con la definizione del regime di spinta rispetto alle due altezze di parete indicate in precedenza (9.5-7.5m), quindi si imposterà uno specifico modello di calcolo a trave per le due altezze di calcolo, e con le reazioni individuate alle varie quote, dedotte dal modello di calcolo si verificherà il telaio chiuso rappresentato dal sistema di travi e puntoni di contrasto.

Per le predette valutazioni numeriche si rimanda ai successivi paragrafi.

8. Condizioni e combinazioni di carico

Ai sensi delle vigenti norme (NTC 2008 §6.5.3.1.2) per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

A) Condizione GEO

Le condizioni in esame sono rappresentate dai seguenti stati limite

- Collasso per rotazione intorno ad un punto (atto di moto rigido, realistico per paratie a sbalzo o con 1 solo ordine di vincolamento)
- Collasso per carico limite verticale
- Collasso per sfilamento di uno o più ancoraggi
- Instabilità globale del complesso terreno-struttura

B) Condizione UPL-HYD

Nel caso in esame non vengono considerate in quanto le opere strutturali non sono intressate dalla presenza di falda che soggiace mediamente a -2.50 m dal p.c.).

C) Condizione STR

- Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni;
- Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Le verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

- C1: A1+ M1+ R1 → Verifiche STR
- C2: A2+ M2+ R2 → Verifiche GEO

Le seguenti figure riportano la sintesi dei fattori parziali di sicurezza da applicare come previsti dalle norme:

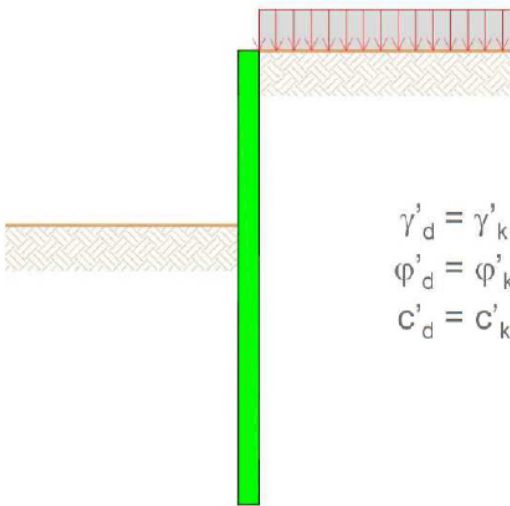
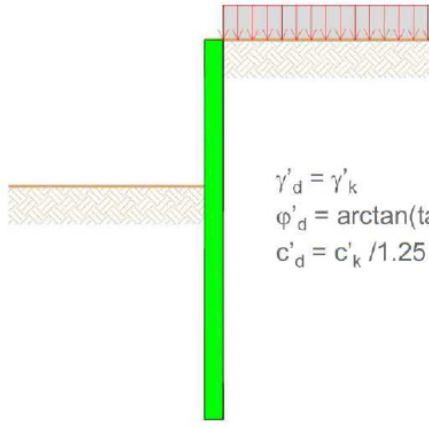
<u>Verifiche di tipo STR</u>		<u>Verifiche di tipo GEO</u>	
COMBINAZIONE C1 – A1 M1 R1		COMBINAZIONE C2 – A2 M2 R1	
 $\gamma'_d = \gamma'_k$ $\phi'_d = \phi'_k$ $c'_d = c'_k$		 $\gamma'_d = \gamma'_k$ $\phi'_d = \arctan(\tan\phi'_k/1.25)$ $c'_d = c'_k/1.25$	
Fattori parziali di sicurezza		Fattori parziali di sicurezza	
Carichi	Parametri	Carichi	Parametri
$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_{\tan\phi} = 1,25$	$\gamma_G = 1,0/1,3$	$\gamma_{\tan\phi} = 1,0$
$\gamma_Q = 1,3$	$\gamma_c = 1,25$	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_c = 1,0$
Calcolo profondità di infissione		Verifica strutturale delle palncola	

Figura 9: Condizioni di verifica per la palancolata

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Figura 10: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.I NTC08)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura 11: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II NTC08)

Nel caso in esame si procederà come di seguito

- i. Verifica strutturale → condizione STR per il calcolo diagramma pressioni in e relative verifiche degli elementi (palancole, travi e puntoni di contrasto);
- ii. Verifica infissione → condizione GEO per la verifica della profondità di infissione (calcolo della reazione R da assorbire come contropunte del terreno di infissione).

9. Verifiche della palancolata

9.1 Calcolo delle spinte sulle pareti

Nel paragrafo in esame si procede al calcolo dei diagrammi di spinta apparente per le condizioni STR e GEO dell'Approccio 1 previsto dalla norma. Le formule di cui alla Figura 8 sono implementate in uno specifico foglio di calcolo, ed i risultati sono di seguito riportati:

A. Calcolo spinte in condizioni STR

Angolo di resistenza a taglio	$\phi' = 35^\circ$
Angolo di resistenza a taglio di calcolo	$\phi'_d = 35^\circ$
Peso unitario terreno di calcolo	$\gamma'_d = 1.3 \cdot 2000 = 2600 \text{ kg/m}^3$

B. Calcolo spinte in condizioni GEO

Angolo di resistenza a taglio	$\phi' = 35^\circ$
Angolo di resistenza a taglio di calcolo	$\phi'_d = 29.3^\circ$
Peso unitario terreno di calcolo	$\gamma'_d = 1.0 \cdot 2000 = 2000 \text{ kg/m}^3$

Condizione STR – H = 9.5

Dati scavo				Coefficienti per A1+M1+R1		
H =	9,5 m			$\gamma_{\tan(f)}$ =	1,00	
ϕ' =	35 °	0,61087	rad	γ_G =	1,30	
γ' =	2000 kg/mc			γ_Q =	1,50	
Valori di calcolo						
ϕ'_d =	35,0 °	0,61087	rad			
γ' =	2600 kg/mc					
Puntelli						
Distanze			Quote			
H ₁ =	2,5 m	z ₁ =	2,5 m			
H ₂ =	3,5 m	z ₂ =	6,0 m			
H ₃ =	0 m	z ₃ =	- m			
H ₄ =	3,5 m	ultimo puntello da fondo scavo				
Diagramma spinte						
f =	0,65	fattore di spinta				
K _a =	0,271	coefficiente di spinta attiva				
f γ' K _a =	458 kg/mc					
P _{tot} =	41332 kg/ml	spinta totale su parete (per ml)				
Pressione						
p =	5511 kg/mq	pressione a trapezio su parete				
p _u =	4351 kg/mq	pressione uniforme su parete				
x ₁ =	1,67 m	limite superiore trapezio (2/3*H1)				
x ₀ =	5,50 m	base minore trapezio di spinta				
x ₂ =	2,33 m	limite inferiore trapezio (2/3*Hn)				
tot.	9,50 m					

Condizione GEO – H = 9.5

Dati scavo				Coefficienti per A2+M2+R2		
H =	9,5 m			$\gamma_{\tan(f)}$ =	1,25	
ϕ' =	35 °	0,61087	rad	γ_G =	1,00	
γ' =	2000 kg/mc			γ_Q =	1,30	
Valori di calcolo						
ϕ'_d =	29,3 °	0,51061	rad			
γ' =	2000 kg/mc					
Puntelli						
Distanze		Quote				
H ₁ =	2,5 m	z ₁ =	2,5 m			
H ₂ =	3,5 m	z ₂ =	6,0 m			
H ₃ =	0 m	z ₃ =	- m			
H ₄ =	3,5 m	ultimo puntello da fondo scavo				
Diagramma spinte						
f =	0,65	fattore di spinta				
K _a =	0,343	coefficiente di spinta attiva				
f γ' K _a =	446 kg/mc					
P _{tot} =	40294 kg/ml	spinta totale su parete (per ml)				
Pressione						
p =	5373 kg/mq	pressione a trapezio su parete				
p _u =	4242 kg/mq	pressione uniforme su parete				
x ₁ =	1,67 m	limite superiore trapezio (2/3*H1)				
x ₀ =	5,50 m	base minore trapezio di spinta				
x ₂ =	2,33 m	limite inferiore trapezio (2/3*Hn)				
tot.	9,50 m					

Condizione STR – H = 7.5

Dati scavo			Coefficienti per A1+M1+R1		
H =	7,5 m			$\gamma_{\tan(f)}$ =	1,00
ϕ' =	35 °	0,61087	rad	γ_G =	1,30
γ' =	2000 kg/mc			γ_Q =	1,50
Valori di calcolo					
ϕ'_d =	35,0 °	0,61087	rad		
γ' =	2600 kg/mc				
Puntelli					
Distanze			Quote		
H ₁ =	1 m	z ₁ =	1,0 m		
H ₂ =	3,5 m	z ₂ =	4,5 m		
H ₃ =	0 m	z ₃ =	- m		
H ₄ =	3 m	ultimo puntello da fondo scavo			
Diagramma spinte					
f =	0,65	fattore di spinta			
K _a =	0,271	coefficiente di spinta attiva			
f γ' K _a =	458 kg/mc				
P _{tot} =	25761 kg/ml	spinta totale su parete (per ml)			
Pressione					
p =	4177 kg/mq	pressione a trapezio su parete			
p _u =	3435 kg/mq	pressione uniforme su parete			
x ₁ =	0,67 m	limite superiore trapezio (2/3*H1)			
x ₀ =	4,83 m	base minore trapezio di spinta			
x ₂ =	2,00 m	limite inferiore trapezio (2/3*Hn)			
tot.	7,50 m				

Condizione GEO – H = 7.5

Dati scavo				Coefficienti per A2+M2+R2		
H =	7,5 m			$\gamma_{\tan(f)}$ =	1,25	
ϕ' =	35 °	0,61087	rad	γ_G =	1,00	
γ' =	2000 kg/mc			γ_Q =	1,30	
Valori di calcolo						
ϕ'_d =	29,3 °	0,51061	rad			
γ' =	2000 kg/mc					
Puntelli						
Distanze			Quote			
H ₁ =	1 m	z ₁ =	1,0 m			
H ₂ =	3,5 m	z ₂ =	4,5 m			
H ₃ =	0 m	z ₃ =	- m			
H ₄ =	3 m	ultimo puntello da fondo scavo				
Diagramma spinte						
f =	0,65	fattore di spinta				
K _a =	0,343	coefficiente di spinta attiva				
f γ' K _a =	446 kg/mc					
P _{tot} =	25114 kg/ml	spinta totale su parete (per ml)				
Pressione						
p =	4073 kg/mq	pressione a trapezio su parete				
p _u =	3349 kg/mq	pressione uniforme su parete				
x ₁ =	0,67 m	limite superiore trapezio (2/3*H1)				
x ₀ =	4,83 m	base minore trapezio di spinta				
x ₂ =	2,00 m	limite inferiore trapezio (2/3*Hn)				
tot.	7,50 m					

9.2 Verifica strutturale della palancolata

Per la verifica strutturale della palancolata si impostano due modelli di calcolo monodimensionali, costituiti da elementi “beam”; gli elementi hanno la sezione corrispondente al modulo di palancola, considerato il profilo scelto, e sono soggetti, per l’interasse di calcolo al regime di spinte apparenti di cui al paragrafo precedente.

Con tale modello è possibile calcolare la reazione al piede che sarà utilizzata al paragrafo successivo per la verifica dell’infissione.

La verifica è svolta per le due altezze massima e minima.

9.2.1 Verifica altezza massima

Si ha $H = 9.5 \text{ ml}$

$J = 42000 \text{ cm}^4/\text{ml}$ di parete (cfr. Figura 15 succ.)

$B = 100 \text{ cm}$

$S_{eq} = 17.2 \text{ cm}$

I carichi valgono:

$p_{STR} = 5511 \text{ kg/m}$ (per ml di parete)

$p_{GEO} = 5373 \text{ kg/m}$ (per ml di parete)

Dai diagrammi della figura successiva si hanno i seguenti dati:

Il momento di calcolo vale $M_{Sd} = 8165 \text{ kg}\cdot\text{m/m} = 816500 \text{ kg}\cdot\text{cm/m}$

Il taglio di calcolo vale $V_{Sd} = 10458 \text{ kg}$

Diagramma delle sollecitazioni condizione STR H = 9.5m

Momento flettente

Taglio

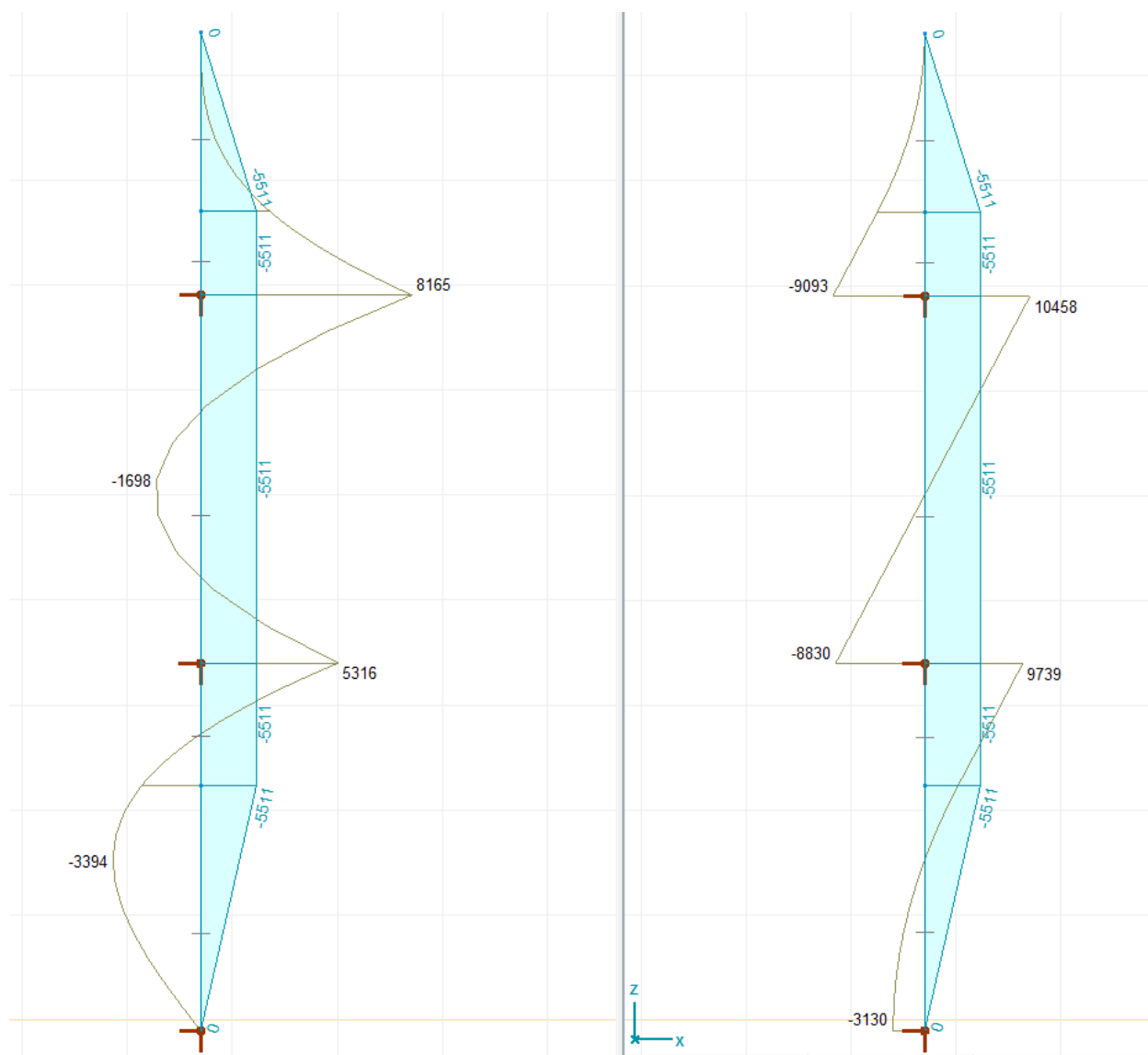


Figura 12: Diagrammi delle sollecitazioni nella palanca (STR)

La reazione al piede vale

$$R_d = 3130 \text{ kg/ml di parete}$$

Dato che nella condizione GEO si avrebbero delle regimi di spinta lievemente inferiori si assumerà per il calcolo dell'infissione della palanca il precedente valore di reazione, adeguatamente arrotondato per sicurezza.

9.3 Verifica infissione

Il calcolo della profondità di infissione è effettuato secondo l'approccio definito in letteratura come metodo dell'Equilibrio limite. Nello specifico si ha il seguente schema:

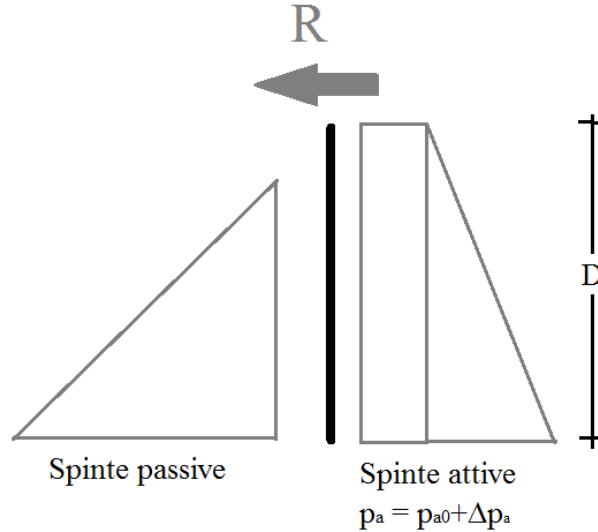


Figura 13: Condizione di equilibrio limite per una parete continua immersa nel terreno

Per il calcolo di D si impone l'equilibrio alla rotazione rispetto al punto di applicazione di R , e si ottiene una stima dell'infissione:

al stima dell'infissione si ottiene con la formula seguente

$$t = p_{0a} / \gamma / (K_{p2} - K_{a2})$$

Si controlla quindi che col valore così calcolato di infissione (t) l'ammissibilità in termini di spinta passiva mobilitata sia soddisfatta, ossia che la frazione di spinta passiva mobilitata, C_d , sia inferiore a quella disponibile:

$$C_d = (R + F_a) / F_p < 1$$

Le equazioni di equilibrio sono implementate in uno specifico foglio elettronico.

Il calcolo della profondità di infissione si effettua con l'approccio 1, condizione A2+M2+R2

La ragione R al fondo scavo è dedotta dai calcoli del paragrafo precedente, ed è posta prudenzialmente pari a $R_d = 3500\text{kg}$

Per la valutazione dei regimi di spinta si utilizzano i seguenti coefficienti di spinta relativi al terreno di infissione (nel caso specifico sarà $\phi' = 28^\circ$)

- Spinta attiva secondo Coulomb $K_{a2} = \text{tg}^2(45 - \phi/2)$
- Spinta passiva secondo Coulomb $K_{p2} = \text{tg}^2(45 + \phi/2)$

I calcoli sono consegnati al seguente foglio di calcolo, per l'altezza massima 9.5m:

Verifica profondità di infissione			
R _b =	3500	kg/ml	azione alla testa infissione
d =	5,5	m	profondità di infissione
d ₀ =	0,5	m	quota da fondo scavo di spinta passiva non ag
φ' =	28	°	0,48869 rad
φ' _d =	23,04	°	0,40218 rad
K _{a2} =	0,343		coefficiente di spinta attiva Coulomb
K _p =	2,912		coefficiente di spinta passiva Coulomb
p _{a0} =	6525	kg/mq	Pressione attiva alla base della parete
Stima infissione			
t =	3,81	m	
t ₁ = 1,2*t =	4,57	m	
Controllo spinta passiva mobilitata			
S _{at} =	46279	kg	Sp. Att. Terreno per ml di muro
S _{pt} =	72793	kg	Sp. Passiva valle per ml di muro
R =	3500	kg	azione alla testa infissione
Frazione spinta passiva mobilitata			
C _d =	0,68	< 1	Ver. SI

Per la verifica si è assunta una infissione $D = 5.5m > t_1 = 4.6$ strettamente necessaria

La spinta passiva mobilitata è al 68% del totale

La palancolata risulterà quindi alta $L = (9.5+5.5)m = 15 m$

9.4 Verifica di resistenza della palancolata - STR

Con le sollecitazioni dedotte dallo schema teorico del 9.2, riportate alla §Figura 12 si hanno i seguenti valori massimi delle azioni interne:

Il momento di calcolo vale $M_{sd} = 8165 \text{ kg}\cdot\text{m/m} = 816500 \text{ kg}\cdot\text{cm/m}$

Il taglio di calcolo vale $V_{sd} = 10458 \text{ kg/m}$

Le sollecitazioni calcolate al paragrafo precedente sono riferite al ml di muro; considerata la geometria della palancola, di seguito esposta, esse sono già riferite all'interasse Δx di calcolo.

La geometria della sezione di palancola utilizzata è riportata alla successiva figura:

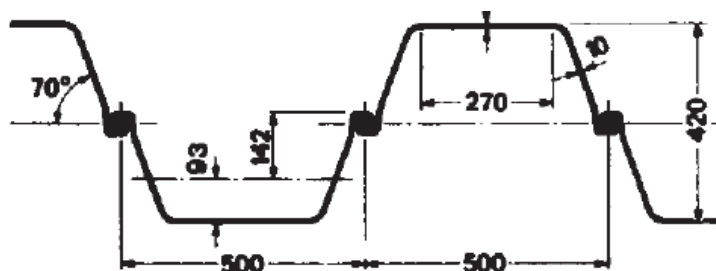


Figura 14: Sezione tipologica palancola Larssen 23

Dalle tabelle di produzione si hanno i seguenti dati statici e geometrici:

Profilo	B mm	H mm	t mm	s mm	b mm	PESO kg/m	PESO PARATIA kg/m ²	MODULO DI RESISTENZA Wy cm ³ /m	MOMENTO DI INERZIA Iy cm ⁴ /m
GU 16-400	400	290	12,7	9,4		62,0	154,9	1.560	22.580
IIIIn	400	290	13,0	9,0	250	62,2	155,5	1.600	23.200
G62	400		13,0	9,5	320	62,0		1.600	23.200
GU 18-400	400	292	15,0	9,7		69,3	173,3,9	1.785	26.090
GU 12-500	500	340	9,0	8,5		56,6	113,2	1.155	19.640
GU 13-500	500	340	10,0	9,0		60,8	121,7	1.260	21.390
GU 15-500	500	340	12,0	10,0		69,3	138,6	1.460	24.810
VL 503	500	340	9,7	8,4	266	58,7	117,3	1.250	21.191
G61	500		10,0	9,0	285	61,0		1.275	21.900
VL 503 K	500	340	10,0	8,0	266	61,4	122,8	1.300	22.054
VL 503 Z	500	340	10,0	10,0	265	65,3	130,6	1.315	22.719
Larssen 22 10/10	500	310	10,0	10,0	340	65,4	130,0	1.300	21.100
Larssen 43	500	420	12,0	12,0		83,0	166,0	1.660	34.900
Larssen 23	500	420	9,7	8,2		77,5	155,0	2.000	42.000
Larssen 24	500	420	9,7	8,2		87,5	175,0	2.500	52.500
Larssen 24/12	500	420	10,0	9,0		92,7	185,4	2.550	53.610
Larssen 25	500	420	10,0	10,0		103,0	206,0	3.040	63.840

Figura 15: Tabelle di produzione palancole

Per la verifica di resistenza si seguono le indicazioni dell'EC3.

La classificazione della sezione è svolta in relazione alla seguente figura:

Table 5-1: Classification of cross-sections

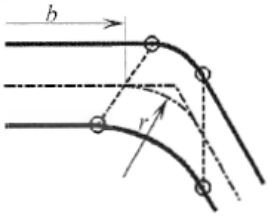
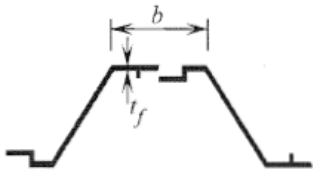
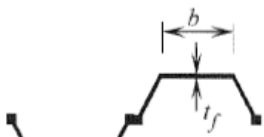
Classification	Z-profile	U-profile					
							
Class 1	<ul style="list-style-type: none"> - the same boundaries as for class 2 apply - a rotation check has to be carried out 						
Class 2	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 45$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 37$					
Class 3	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 66$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 49$					
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y [N/mm ²]	240	270	320	355	390	430
	ϵ	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74
Key: <i>b</i> : width of the flat portion of the flange, measured between the corner radii, provided that the ratio t/t_f is not greater than 5,0; otherwise a more precise approach should be used; <i>t_f</i> : thickness of the flange for flanges with constant thickness; <i>r</i> : midline radius of the corners between the webs and the flanges; <i>f_y</i> : yield strength.							
Note: For class 1 cross-sections it should be verified that the plastic rotation provided by the cross-section is not less than the plastic rotation required in the actual design case. Guidance for this verification (rotation check) is given in Annex C.							

Figura 16: Classe di sezione secondo EC3

Per la verifica dovrà risultare

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd}$$

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd}$$

A) Verifica a flessione

La palancola è classificabile come sezione in classe 3; infatti si ha

$$B = 500 \text{ mm} \quad b = 270 \text{ mm} \quad t_f = 9.7 \text{ mm}$$

$$a = b/t_f = 270/9.7 = 27.8$$

$$\epsilon = 0.93$$

Quindi $a/\epsilon = 29 < 49 \rightarrow$ sezione in classe 3

Il momento resistente è dedotto dall'espressione:

$$M_{c,Rd} = \beta_B W_{pl} f_{yd}/\gamma_{M0}$$

Il parametro $\beta_B < 1$ tiene conto del comportamento specifico delle palancole nel loro assemblaggio.

Per la determinazione di β_B si può fare riferimento solo alla letteratura tecnica consolidata o a versioni NAD dell'EC3 (esempio quella tedesca o inglese).

Si ritrova che il parametro in esame varia nell'intervallo [0.6; 0.9].

Per il calcolo in oggetto si porrà $\beta_B = 0.6$.

Il momento di calcolo vale $M_{Sd} = 8165 \text{ kg}\cdot\text{m/m} = 816500 \text{ kg}\cdot\text{cm/m}$

Il modulo di resistenza elastico vale $W_{el} = 2000 \text{ cm}^3/\text{m}$

Il momento resistente vale $M_{C,Rd} = 0.6 \cdot 2000 \cdot 2238 = 2685600 \text{ kg}\cdot\text{cm/m}$

Si ha $M_{Sd} \leq M_{C,Rd} \rightarrow$ la sezione è verificata

B) Verifica a taglio

Per il calcolo del taglio resistente, secondo l'EC3 si ha:

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{vd}$$

Per il calcolo dell'area resistente a taglio A_v vale quanto riportato alla successiva figura:

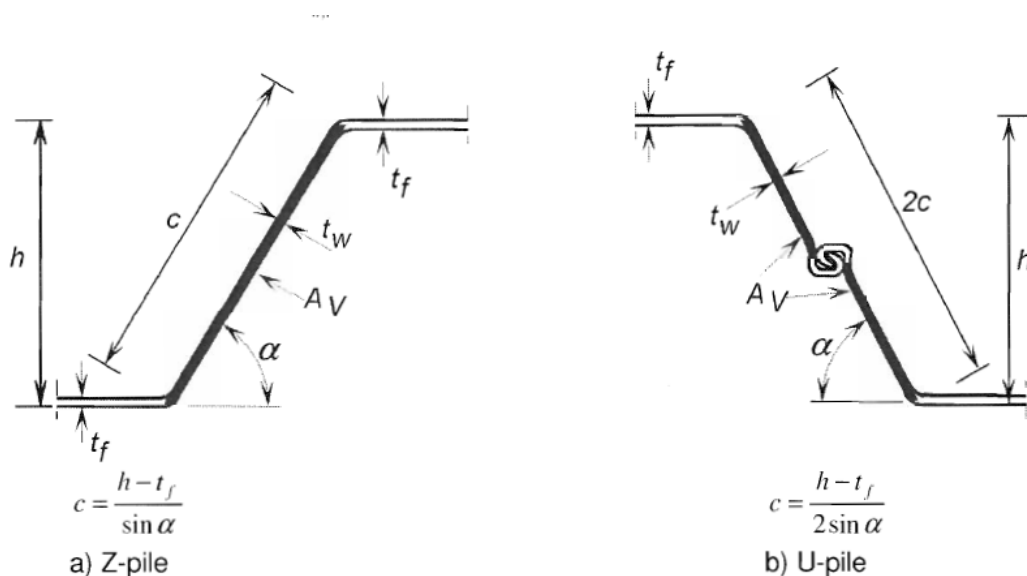


Figure 5-1: Definition of the shear area

Figura 17: Calcolo area di taglio secondo EC3

Con la figura di cui sopra alla mano l'area di taglio vale

$$A_v = t_w(h - t_f)$$

Il taglio di calcolo vale $V_{Sd} = 10458 \text{ kg}$

con $t_w = 10 \text{ mm}$ $h = 420 \text{ mm}$ $t_f = 9.7 \text{ mm} \sim 10 \text{ mm}$

si ha $A_v = 1 \cdot (42 - 1) = 41 \text{ cm}^2$

Il taglio resistente vale $V_{pl,Rd} = 1292 \cdot 41 = 52979 \text{ kg}$

Si ha $V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} \rightarrow$ la sezione è verificata

Dato che risulta $V_{Sd} < 0.5 V_{pl,Rd}$ non occorre ridurre il momento resistente per effetto del taglio.

La verifica di resistenza si conclude complessivamente con esito positivo.

9.5 Confronti con altezza minima H=7.5

Per l'altezza minima di scavo, la palancola può ritenersi verificata, considerate che le sollecitazioni riportate alla successiva figura sono inferiori al caso precedente; pertanto non si procede oltre.

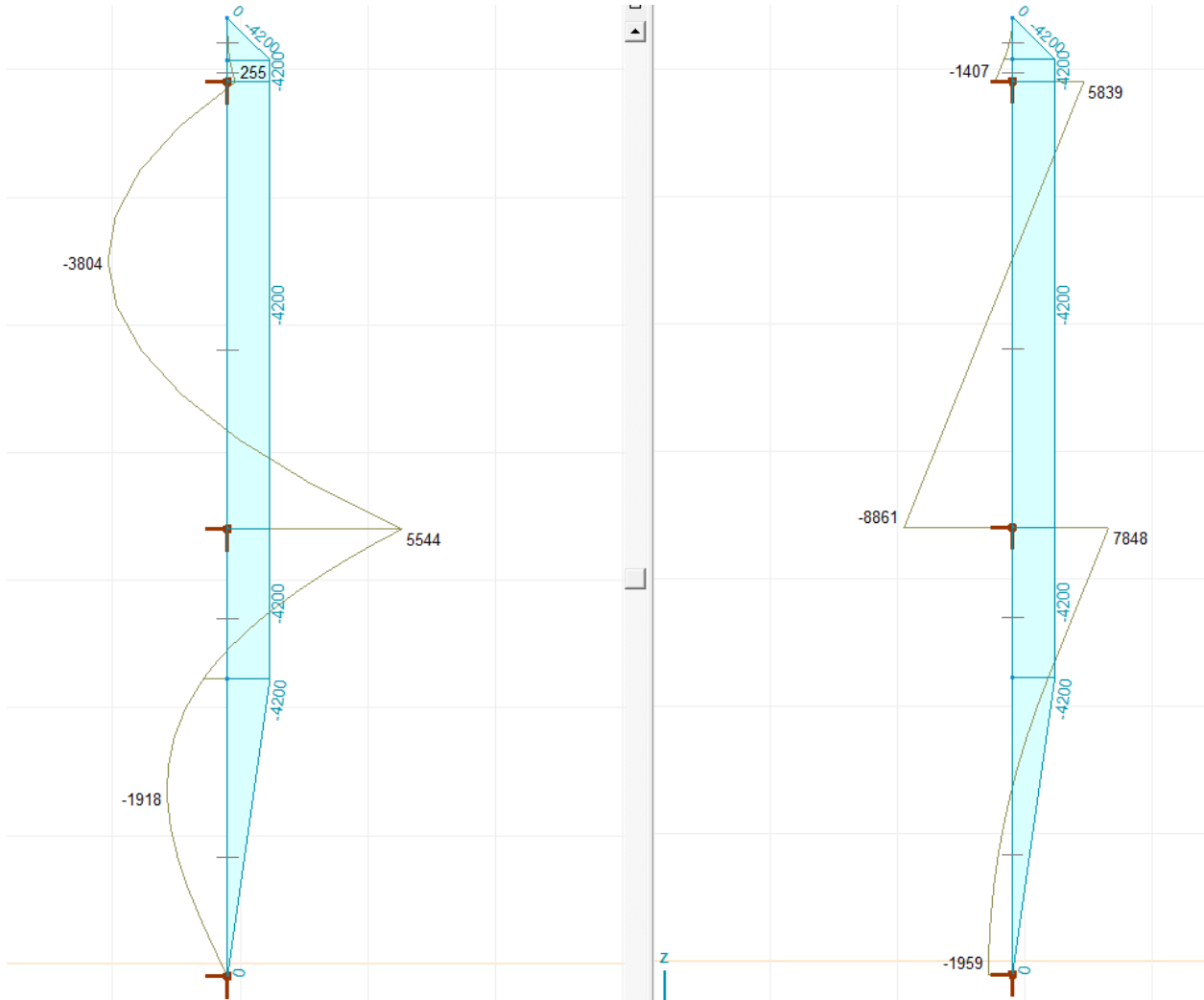


Figura 18: Sollecitazioni per la palancola più bassa (7.5m)

Il momento massimo di calcolo vale

$$M_{sd} = 5544 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{m} = 554400 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{m}$$

Il modulo di resistenza elastico vale

$$W_{el} = 2000 \text{ cm}^3/\text{m}$$

La tensione nelle lamiere superiori vale

$$\sigma = 554400/2000 = 277 \text{ kg}/\text{cmq}$$

9.6 Verifica parete di risvolto per azione in piano

La parete di risvolto sosterrà, come cortina di mensole ammortate nel terreno, le azioni indotte dalla strutture di contrasto alle due quote (6.5m e 3.5 m da fondo scavo).

Le azioni trasferite nel piano della parete dalle travi di ripartizione sono assorbite come flessione nel piano della palancola, che si sommano a quelle in piano.

Con riferimento al § 10.2, le azioni si deducono dai digrammi degli sforzi assiali nelle aste 6/7 (cfr. Figura 19) indotte dalla azioni alle varie quote che con le azioni interne alla parete sono consegnate alla seguente tabella; i profili di palancola che agiscono sono 10.

Ordine	N	z(fs)	M = N*z	M _{sd1}
1	27600	6,5	179400	17940
2	48605	3,5	170118	17012
	kg	m	kg*m	kg*m
Momento totale				
M _{sd} =	349518	kg*m		
N _p =	10	n. profili composti		
M _{sd1} =	34952	kg*m =	3495175	kg*cm
Momento resistente nel piano della palancolata				
W _{el} =	2232	cm ³	β _D =	0,8
M _{rd1} =	39961	kg*m =	3996096	kg*cm
Momento resistente fuori dal piano della palancolata				
W _{el} =	2000	cm ³	β _D =	0,6
M _{rd1} =	26857	kg*m =	2685714	kg*cm

La condizione di verifica in flessione deviata è defionita da:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1.$$

I risultati di verifica sono consegnati alla successive tabella:

Sez. di verifica	Msd1	Msd2	Mrd1	Mrd2	r	Nota
1	8970	3804	49951	26857	0,321	Q.ta intermedia tra 1°-2° livello
2	17940	5544	49951	26857	0,566	Q.ta 2° livello
3	26446	1918	49951	26857	0,601	Q.ta intermedia 2° livello e fondo scavo
4	34952	0	49951	26857	0,700	Fondo scavo
	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m		

Al successivo foglio si controlla che l'inifissione assunta per la direzione trasversale sia in grado di mobilitare una spinta passiva coerente con il criterio di resistenza, ossia si controlla che le due condizioni seguenti siano verificate $F_{sd}/R_p < 1$ $(F_{sd} + F_{ad}) / F_{pd} < 1$

con $R_p = F_{pd} - F_{ad}$

F_{ad} , F_{pd} = spinta attiva e passiva disponibile in condizione GEO nel tratto infisso

F_{sd} = carico applicato in testa alla parete in condizione GEO

Il calcolo detto, trascurando altri aspetti favorevoli alla stabilità, è riportato alla successiva tabella, da cui si evince un impegno massimo del 73% per cui la struttura è verificata.

Infissione trasversale			
Coefficienti per A2+M2+R2			
$\gamma_{\tan(f)}$ =	1,25		
γ_G =	1,00		
γ_Q =	1,30		
Dati scavo			
H =	7,5 m	scavo	
D =	5,5 m	infissione	
b =	0,42 m	dimensione palanca	
Dati terreno			
γ' =	2000 kg/mc		
γ'_d =	2000 kg/mc		
ϕ' =	28 ° =	0,48869 rad	
ϕ'_d =	23,04 ° =	0,40218 rad	
K_{a2} =	0,437	coefficiente di spinta attiva Coulomb	
K_p =	2,286	coefficiente di spinta passiva Coulomb	
F_{ad} =	49314 kg =	49,3 t	Spinta attiva Coulomb
F_{pd} =	257789 kg =	257,8 t	Spinta passiva Coulomb
Spinta resistente massima			
R_d =	208475 kg/ml =	208 t/ml	
$R_{d/b}$ =	87560 kg =	88 t	su singolo elemento
Azioni in testa parete			
Condizione STR		Condizione GEO	
F_{1d} =	27600 kg =	27,6 t	F_{1d} = 21231 kg = 21,2 t
F_{2d} =	48600 kg =	48,6 t	F_{2d} = 37385 kg = 37,4 t
		Totale	F_{sd} = 58,6 t
Verifica			
Sp. Pass. mobilitata	r =	66,9%	Ver SI
Sp. Pass. mobilitata	r =	73,3%	Ver SI

L'inifissione prevista è sufficiente

10. Calcolo profili di contrasto

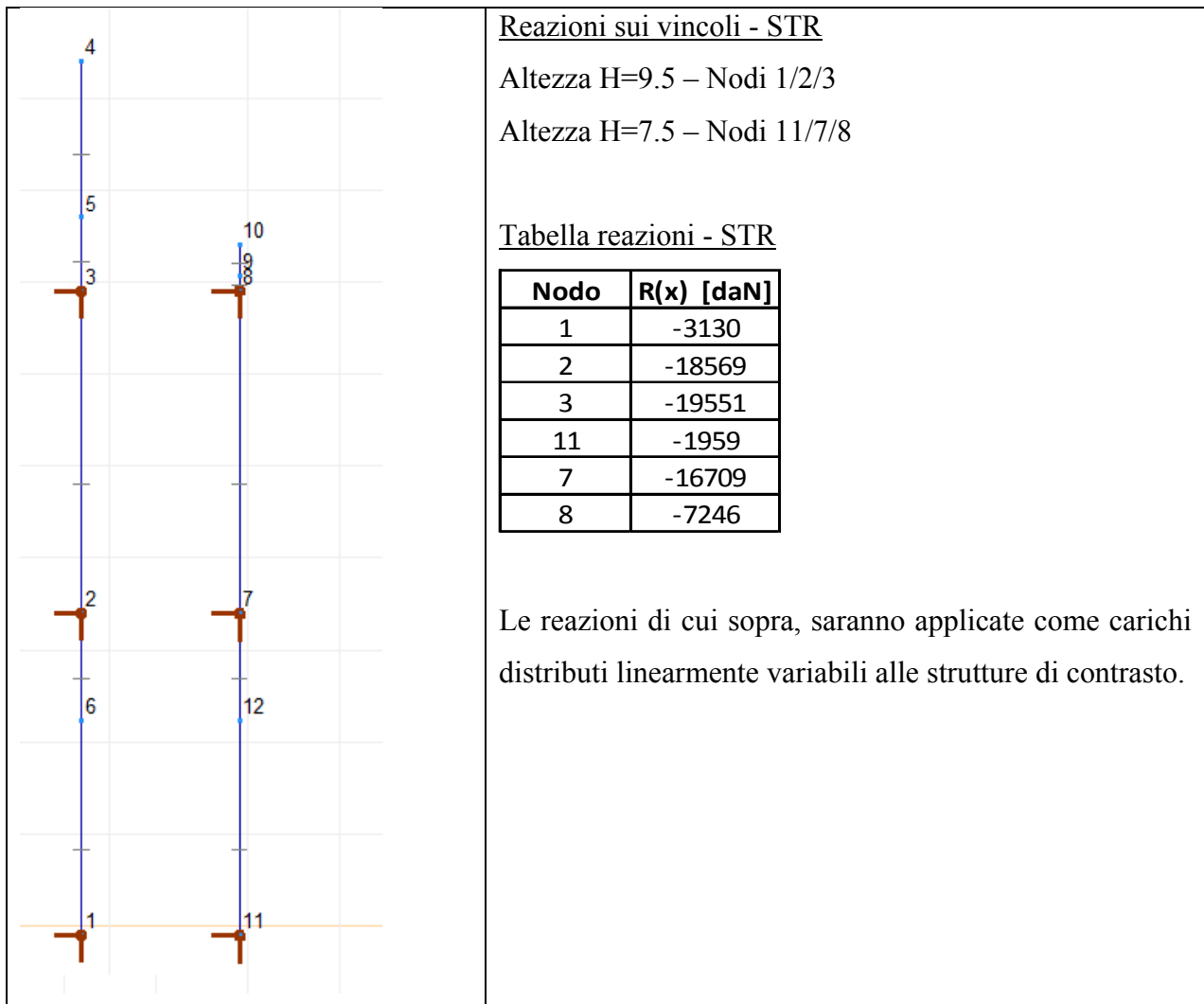
10.1 Reazioni sulle strutture di contrasto

Per il calcolo delle strutture di contrasto occorre individuare le reazioni sui vincoli dei modelli di calcolo delle sezioni di analisi della palancolata (altezza min/max).

Tali reazioni orizzontali dovranno essere assorbite dalle strutture di contrasto (travi e puntoni) che dal punto di vista statico rappresentano un telaio orizzontale soggetto a tali azioni.

Inoltre, per la parete rappresentata dalla palancolata di valle, ossia quella verso il piede del rilevato, essa dovrà assorbire la reazione orizzontale della parete perpendicolare funzionando come parete di taglio nel proprio piano. La reazione pertanto solleciterà a flessione i singoli moduli che assorbiranno una determinata aliquota di azione orizzontale.

Si riportano di seguito le reazioni sui vincoli, e al successivo paragrafo si esporranno le verifiche dei profili del telaio di contrasto.



10.2 Verifica profili e travi di contrasto

Le strutture di contrasto sono realizzate con profili IPE 300 accoppiati e distanziati con calastrelli realizzati con piatti saldati passo 50cm aventi sezione 150x10mmq; ciò sia per le travi di collegamenti/ripartizione che per i puntoni di contrasto stessi.

In tal modo si sfrutterà l'inerzia del piano forte dei profili IPE nel piano di inflessione e per la stabilità fuori piano dei puntoni di contrasto più sollecitati l'azione di sezione composta garantirà il presidio alla sicurezza in termini di sbandamento.

Per quanto riguarda i registri di contrasto essi sono due: uno ubicato in testa alla palancola di dimensioni più piccole e l'altro sarà ubicato a 3m dal primo, in modo da garantire due campi di palancolata sensibilmente identici.

D'altra parte, con tale schema si consente di poter montare eventuali casseri metallici senza interferenze a livello altimetrico. Lo schema statico è il seguente.

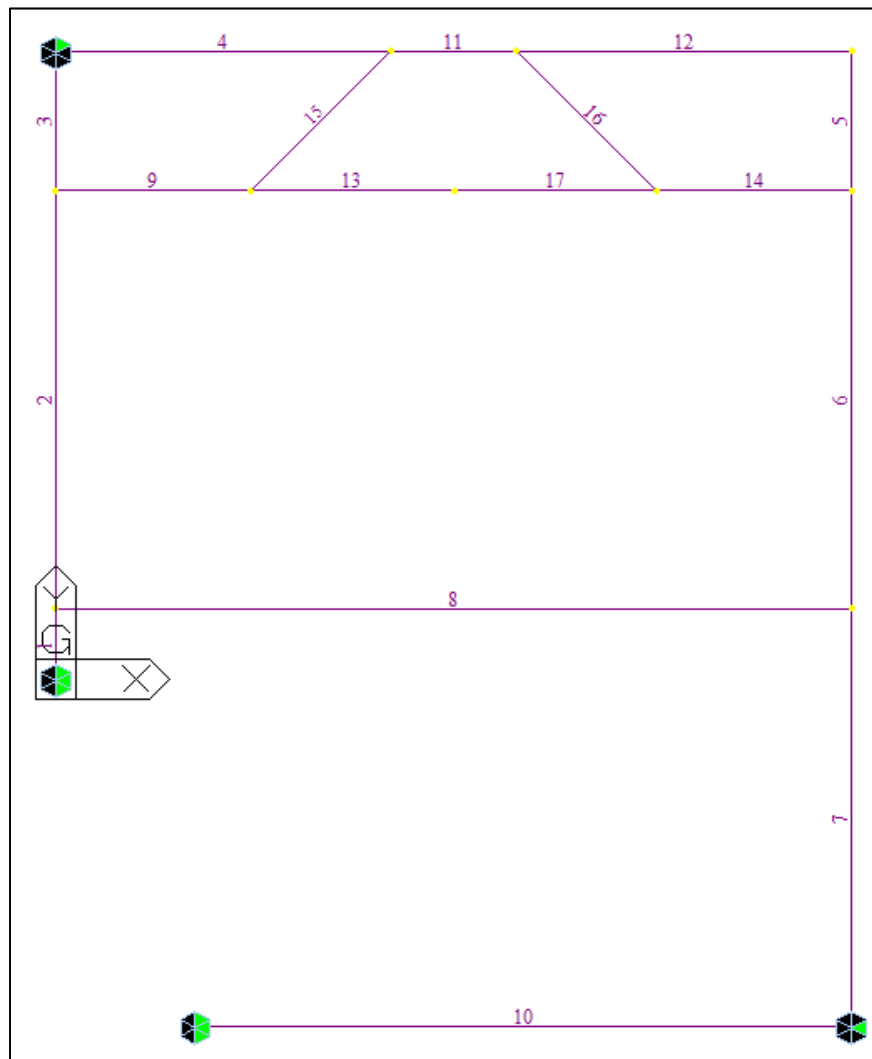


Figura 19- Siglatura elementi ritegno orizzontale

Per i carichi occorre analizzare e entrambi i registri viste le differenze di carico dovute alle azioni delle palancole.

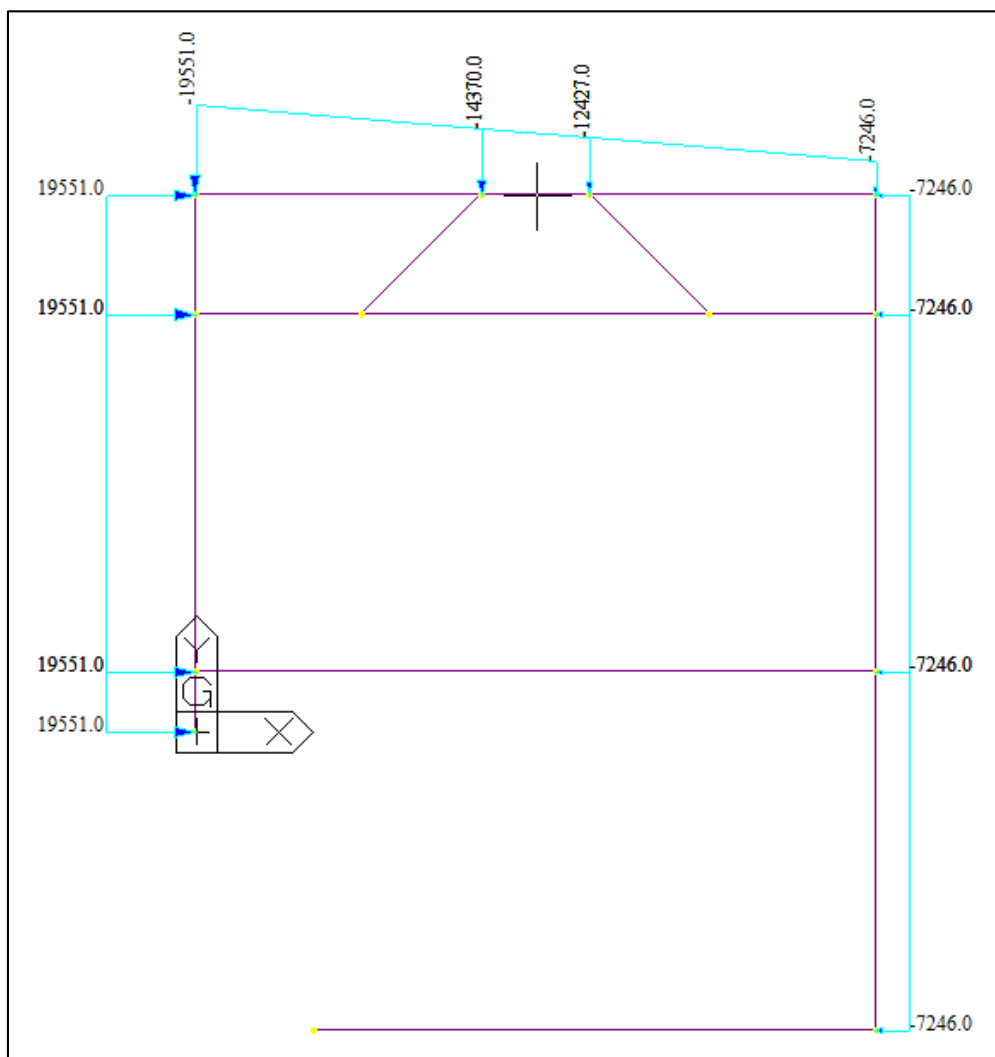


Figura 20- Schema di carico livello alto(kg/ml) (livello 1)

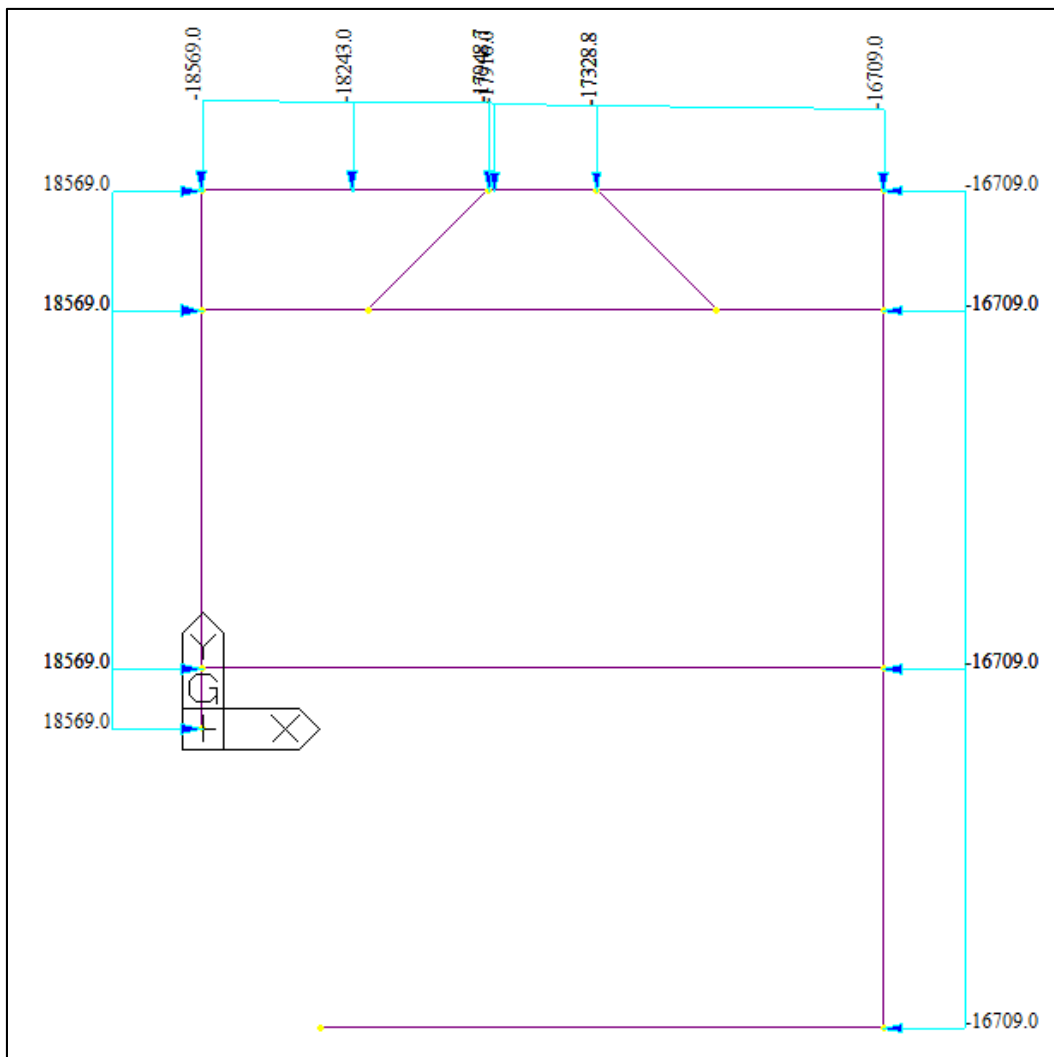


Figura 21- Schema di carico livello basso (kg/ml) (livello 2)

Il calcolo è condotto con l'ausilio del software MIDAS GEN, che analizza il telaio piano soggetto ai precedenti carichi indotti dalle spinte del terreno.

Le figure seguenti riportano le azioni interne nei vari profili, per i due ordini di strutture di contrasto.

Andamento sollecitazioni di calcolo SLU – schema carico livello 1

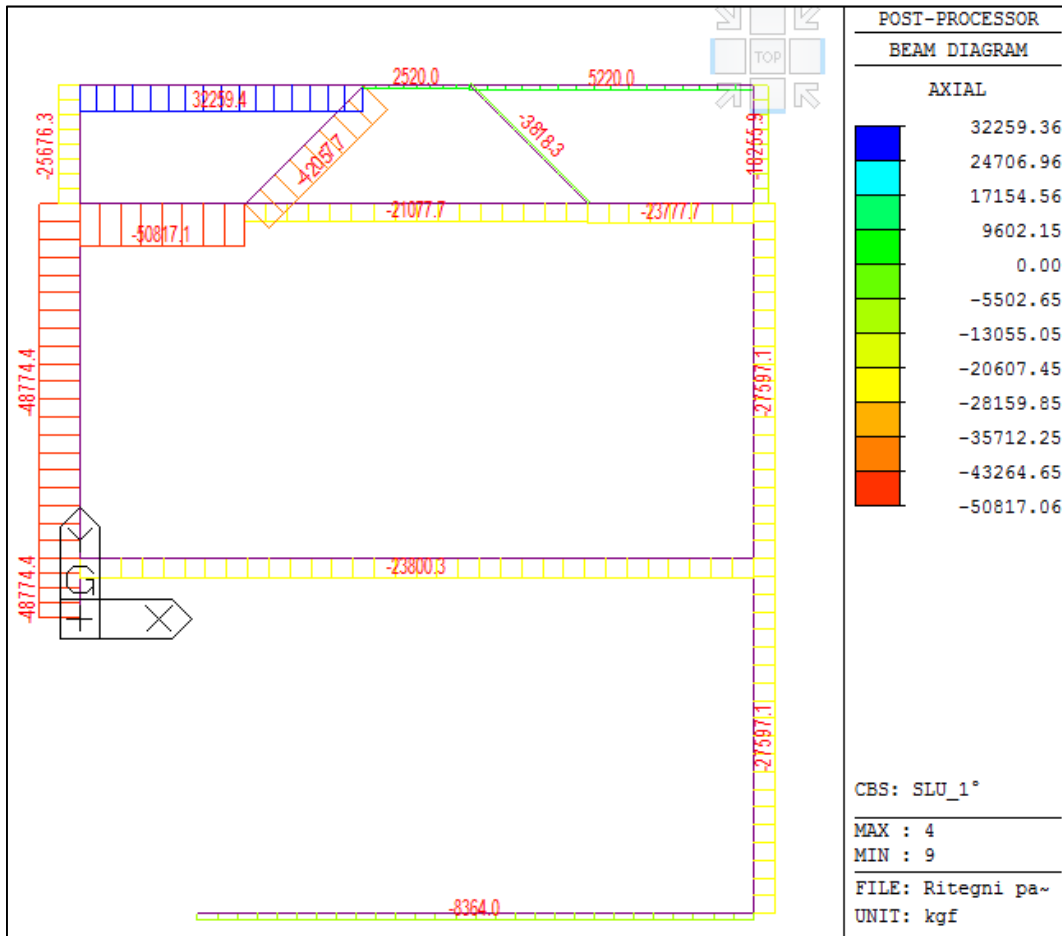


Figura 22 – Andamento Sforzo Normale Schema carico 1

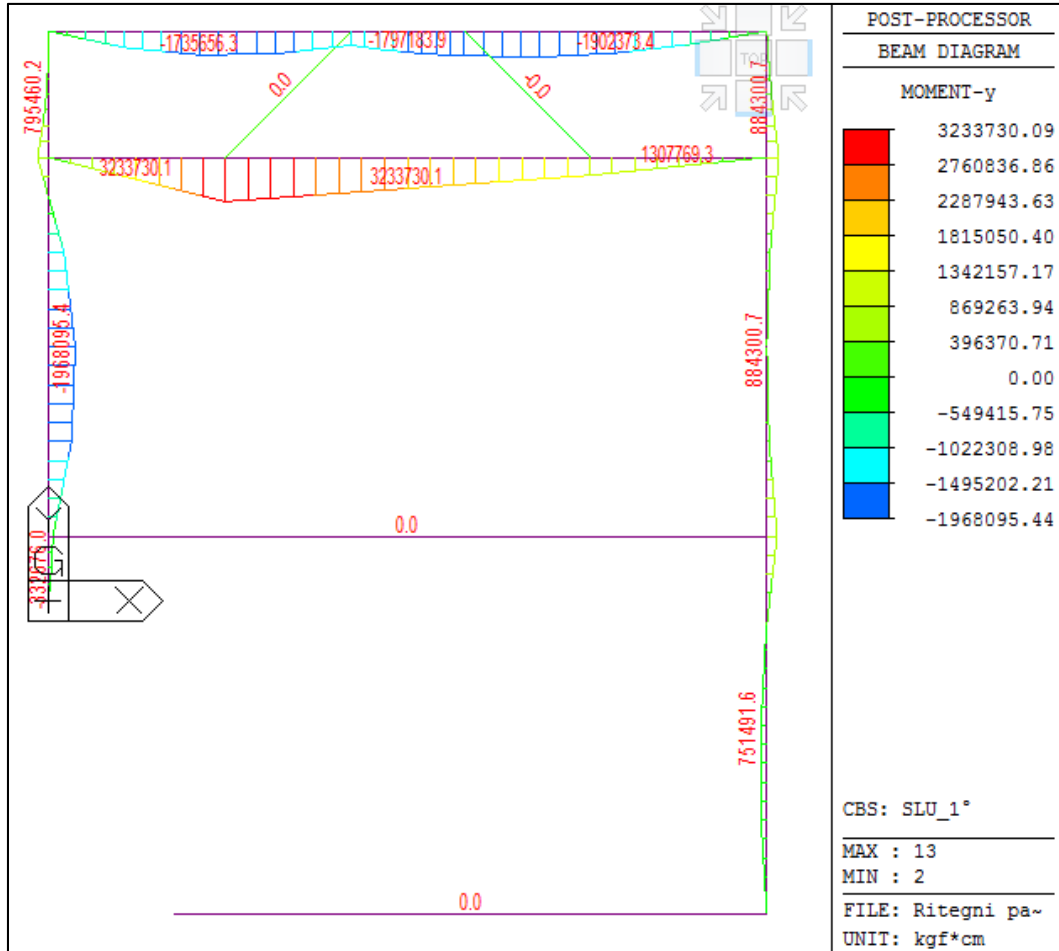


Figura 23 –Andamento Momento flettente Schema carico 1

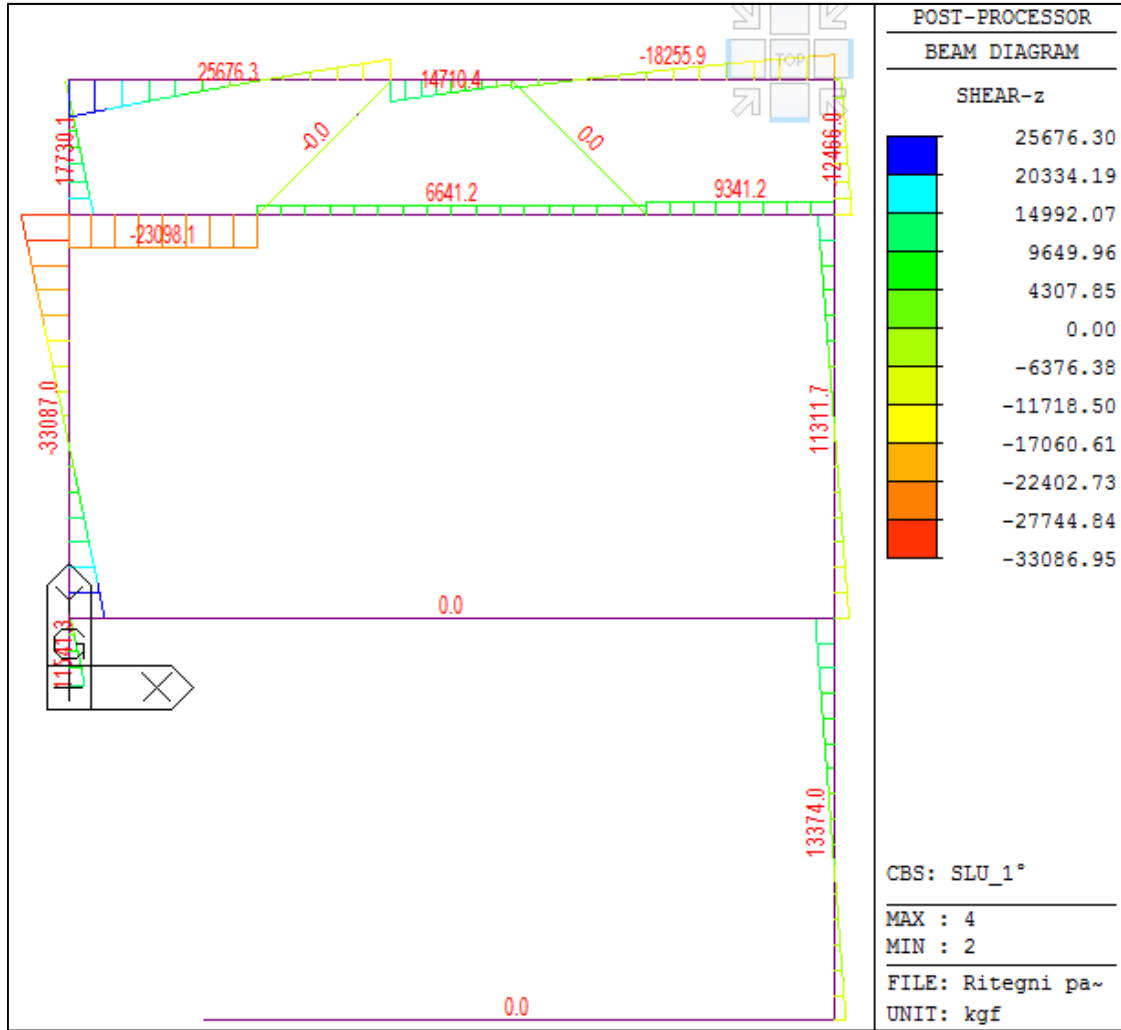


Figura 24 –Andamento Sollecitazione tagliante Schema carico 1

Andamento sollecitazioni di calcolo SLU – schema carico livello 2

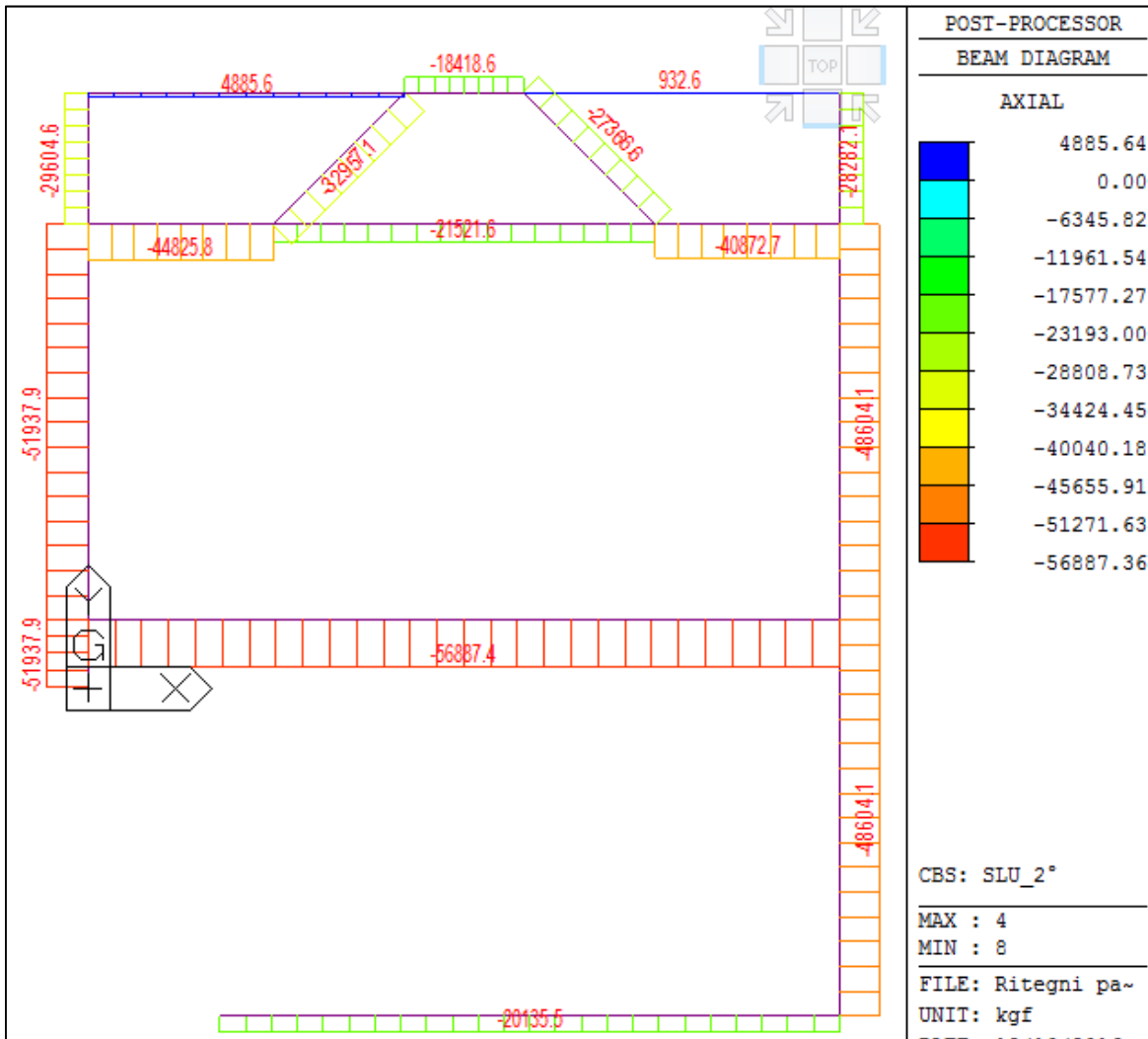


Figura 25– Andamento Sforzo Normale Schema carico 2

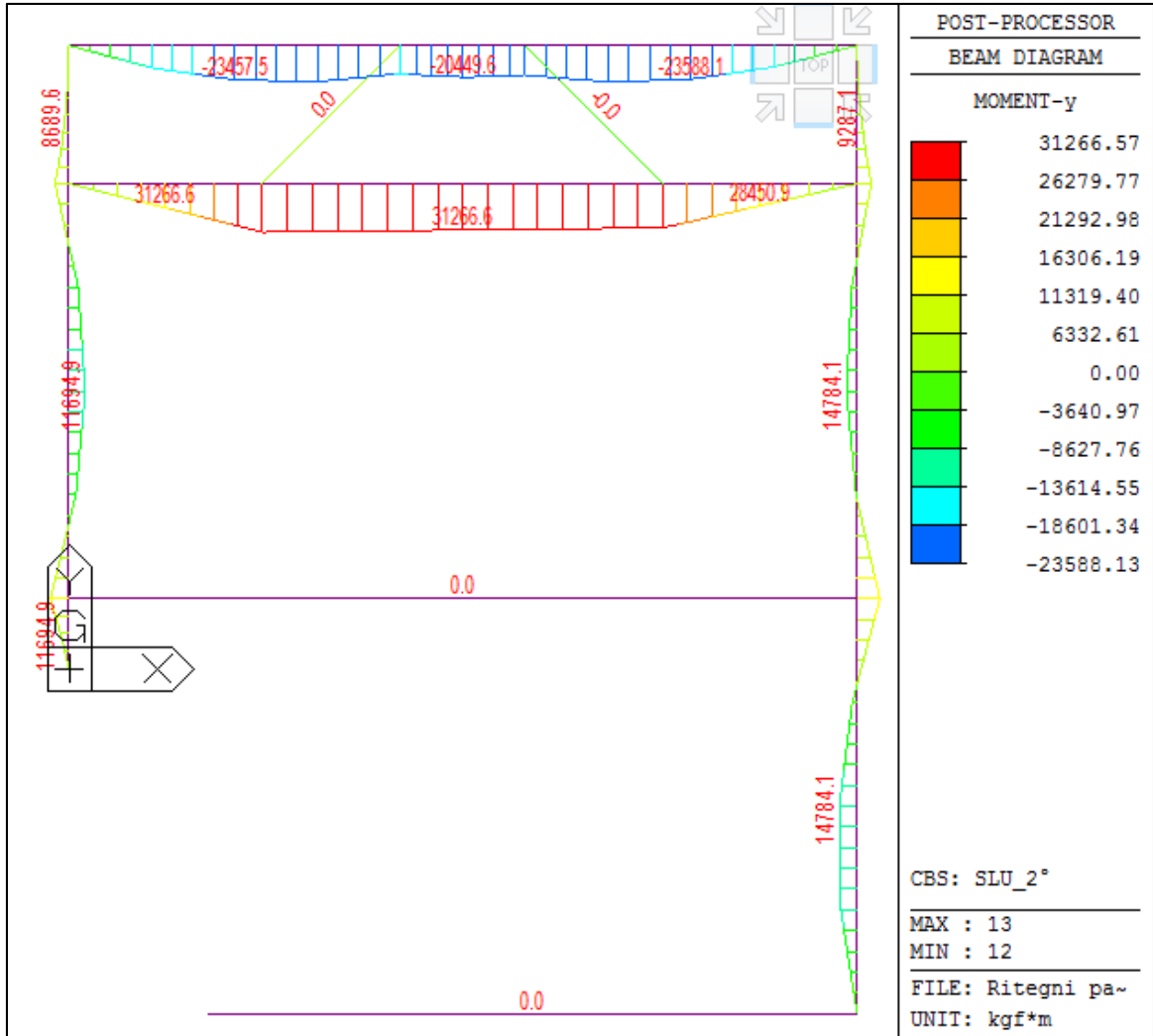


Figura 26–Andamento Momento flettente Schema carico 2

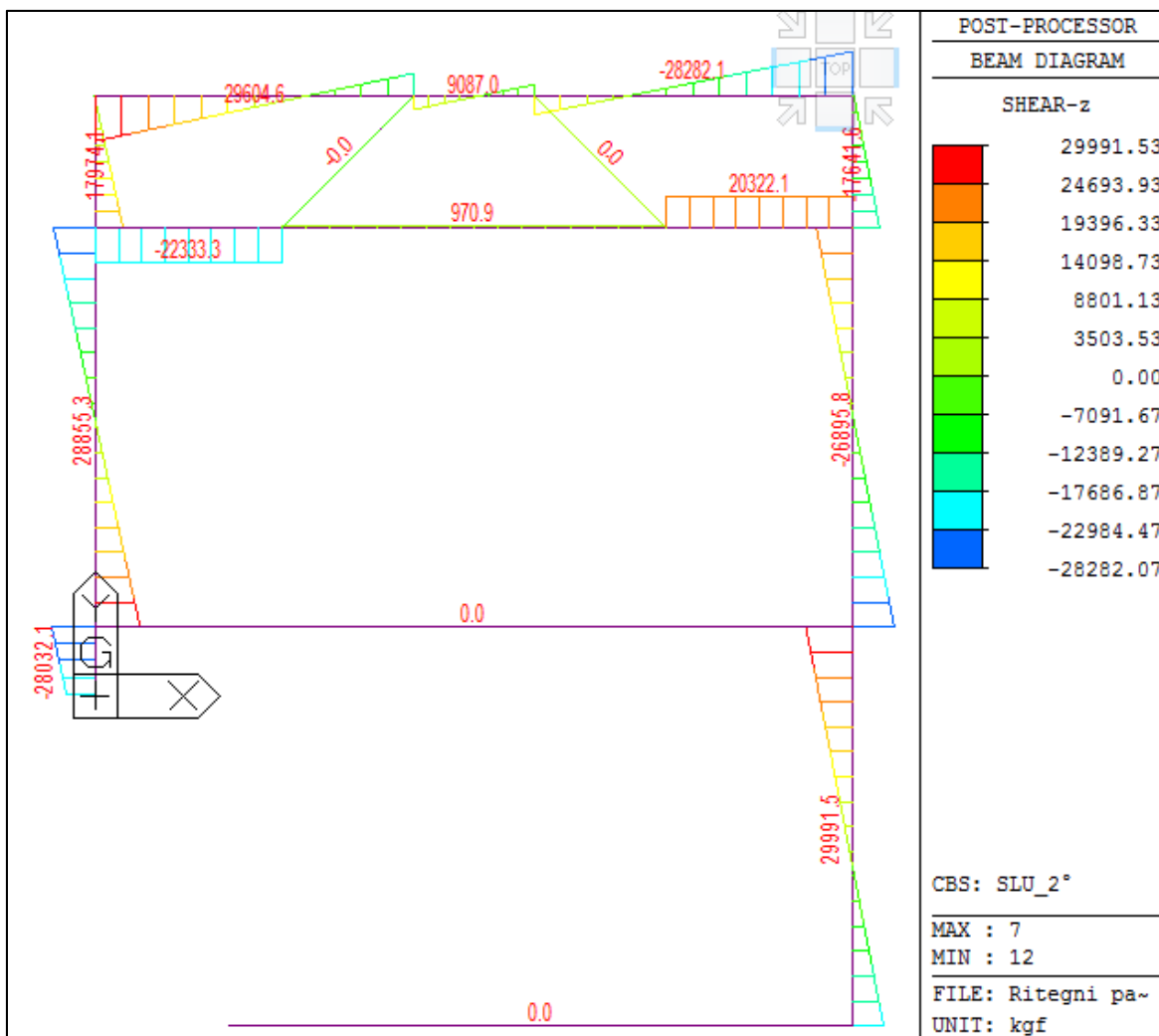


Figura 27–Andamento Sollecitazione tagliante Schema carico 2

Con le azioni di cui ai precenti grafici si riportano le verifiche degli elementi ai successivi fogli di calcolo.

Per le verifiche occorre classificare le sezioni come previsto dalla attuali norme.

In relazione allo spessore delle parti di sezione si ha la seguente classificazione

CLASSIFICAZIONE SEZIONE		IPE 300			
<u>Caratteristiche profilo</u>					
B=	15	cm			
h_w =	24.86	cm			
t_w =	0.71	cm			
t_f =	1.07	cm			
A=	53.81	cm ²			
r=	1.50	cm			
<u>Sollecitazione assiale</u>					
N=	28500	kg			
<u>Materiale</u>					
E=	2100000	kg/cm ²	ε =	0.92	
f_y =	2750	kg/cm ²			
γ_M =	1.05				
<u>Classificazione anima</u>					
pressoflessione	<i>Classe 1</i>		compressione	<i>Classe 2</i>	
C/t=	35.01		C/t=	35.01	
<i>Classe 1</i>			<i>Classe 1</i>		
N_{1-2} =	37001.04	kg	C/t<	30.51	
<i>Classe 2</i>			<i>Classe 2</i>		
N_{2-3} =	48830.23	kg	C/t<	35.13	
<i>Classe 3</i>			<i>Classe 3</i>		
N_{3-4} =	172383.3	kg	C/t<	38.83	
<u>Classificazione ali</u>					
			<i>Classe 1</i>		
t=	1.07	cm			
C=	5.645	cm			
C/t=	5.28				
<i>Classe 1</i>					
C/t<	8.32				
<i>Classe 2</i>					
C/t<	9.24				
<i>Classe 3</i>					
C/t<	12.94				

Non occorre tenere conto della riduzione di sezione per intabilità locali delle parti compresse essendo le sezioni i classe 1 o 2.

Le verifiche degli elementi principali sono consegnate ai successivi tabulati.

Verifica a pressoflessione trave di ripartizione più sollecitata (Elem. 9)

VERIFICA DI RESISTENZA SLU			
Elemento	9		
Sollecitazioni agenti			
$N_{sd} =$	50817	kg	
$V_{sd} =$	23100	kg	
$M_{sd} =$	3233000	kg cm	
Geometria sezione		n =	2
Materiale			
b =	30	cm	
$t_f =$	1.07	cm	$f_{yk} =$ 3550 kg/cm ²
A =	107.62	cm ²	g = 1.05
$A_v =$	43.42	cm ²	$f_{yd} =$ 3381 kg/cm ²
$I_y =$	16712	cm ⁴	$f_{yd,v} =$ 1952 kg/cm ²
$W_{y,el} =$	1114.2	cm ³	
$W_{y,pl} =$	1256.8	cm ³	
Verifica a taglio			
$V_{C,rd} =$	84756	kg	FS = 3.67 <i>Verificato</i>
Verifica pressoflessione			
		$V_{C,rd}/2 =$	42378 kg <i>No influenza taglio</i>
$N_{pl,Rd} =$	363858	kg	n = 0.14
$M_{y,Rd} =$	4249181	kg cm	a = 0.40
$M_{N,y,Rd} =$	4579561	kg cm	0.40
$M_{N,y,Rd} =$	4249181	kg cm	FS = 1.31 <i>Verificato</i>

Verifica puntone di contrasto più sollecitato - Asta calastrellata (Elemento 8)

VERIFICA INSTABILITA' ASTA COMPRESSA			
Elemento	8		
Caratteristiche singolo profilo			
		L=	570 cm lunghezza profilo
b=	15 cm	L _y =	570 cm β = 1
h=	30 cm	L _z =	570 cm β = 1
t _f =	1.07 cm		
t _w =	0.71 cm		
r=	1.5 cm		
A _{ch} =	53.81 cm ²	area	
I _y =	8356 cm ⁴	asse forte	curva b
i _y =	12.46 cm		
I _z =I _{ch}	604 cm ⁴	asse debole	curva c
i _z =	3.35 cm		
W _{z,pl} =	125.2 cm ³		
Materiale			
E=	2100000 kg/cm ²	ε =	0.81
f _y =	3550 kg/cm ²	C/t=	32.71
γ _M =	1.05		40.20
Caratteristiche calastrelli			
s=	1 cm	spessore calastrello	
l=	15 cm	lunghezza calastrello	
n=	2	numero calastrelli	
a=	50 cm	interasse calastrelli	
Caratteristiche membratura accoppiata			
h ₀ =	35 cm	interasse tra i baricentri dei profili	
I _I =	34166 cm ⁴	inerzia intera sezione	
i ₀ =	17.82 cm	raggio inerzia intera sezione	
λ=	32	snellezza sezione composta per sbandamento nel piano del calastrello	
μ=	1	coefficiente di efficienza	
I _{eff} =	34166.23 cm ⁴	momento inerzia efficace membratura composta	
i _{0,eff} =	17.82 cm	raggio di inerzia dell'intera sezione	
N _{cr} =	2179547 kg	carico critico elastico	
I _b =	281 cm ⁴	momento inerzia calastrello	
S _v =	4863613 kg/cm	< 10011569 Si	
Sollecitazioni DI CALCOLO			
N _{sd} =	57000 kg	forza assiale totale di calcolo	

Sollecitazioni INTERNE			
$e_0=$	1.14	cm	imperfezione iniziale
$M_{ed}=$	67538	kgcm	momento addizionale del 2° ordine
$N_{ch,ed}=$	30361	kg	azione massima singolo corrente
$V_{ed}=$	372	kg	forza interna di taglio
1_ Verifica sbandamento SINGOLO profilo tra due calastrelli			
			$\lambda_1=$ 76.40
$L_{cr}=$	50	cm	
$\lambda=$	14.93		
$\lambda_{cr}=$	0.195		
$\alpha=$	0.39	→	<u>curva b</u>
$\phi=$	0.52		
$\chi=$	1.00		
$N_{ch,Rd}=$	181929	kg	FS= 5.99 <i>Verifica soddisfatta</i>
2_ Verifica sbandamento profilo COMPOSTO piano calastrelli			
$\lambda=$	31.99		
$\lambda_{cr}=$	0.419		
$\alpha=$	0.39	→	<u>curva b</u>
$\phi_z=$	0.63		
$\chi=$	0.91		
$N_{ch,Rd}=$	330342.7	kg	FS= 5.80 <i>Verifica soddisfatta</i>
3_ Verifica sbandamento profilo COMPOSTO fuori dal piano calastrelli			
$\lambda=$	45.75	$N_{ed}/2=$	28500 kg
$\lambda_{cr}=$	0.60		
$\alpha=$	0.21	→	<u>curva a</u>
$\phi_y=$	0.72		
$\chi_y=$	0.89		
$N_{ch,Rd}=$	162000	kg	FS= 5.68 <i>Verifica soddisfatta</i>
4_ Verifica locale del calastrello			
$V_{cal,ed}=$	532	kg	
$M_{cal,ed}=$	9306	kgcm	
$A_v=$	15	cmq	
$V_{rd,pl}=$	29280	kg	<i>Verifica soddisfatta</i>
$W_{cal,el}=$	37.5	cm ³	
$M_{rd,pl}=$	126785.7	kgcm	<i>Verifica soddisfatta</i>

5_ Verifica locale del corrente asse z-z							
M _{ch,ed} =	4653	kgcm					
N _{rd,pl} =	181929	kg					
n=	0.17						
a=	0.403						
M _{rd,pl} =	423295	kgcm					
Verifica	0.178	<	1	<i>Verifica soddisfatta</i>			

La struttura è verificata.