CITTÀ METROPOLITANA DI BOLOGNA

AREA SERVIZI TERRITORIALI METROPOLITANI
Servizio Progettazione Costruzioni e Manutenzione Strade

INTERVENTO FINANZIATO NELL'AMBITO DEL PATTO PER BOLOGNA

VARIANTE ALLA S.P. 65 "DELLA FUTA"

NODO DI RASTIGNANO - 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO

TRATTO COMPRESO TRA SVINCOLO DI RASTIGNANO E PONTE DELLE OCHE
NEI COMUNI DI SAN LAZZARO DI SAVENA, BOLOGNA E PIANORO

PROGETTO DEFINITIVO

CORPO STRADALE

OPERE COMPLEMENTARI – BARRIERE ACUSTICHE

TIPOLOGICI

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE BARRIERE ANTIRUMORE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE	IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Lucio Ferretti Torricelli Ord. Ingg. Brescia N.2188 **RESPONSABILE STRUTTURE**	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068	Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496 **PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI**

CODICE IDENTIFICATIVO																					Ordinatore:
RIFERIMENTO PROGETTO										RIFERIMENTO DIRETTORIO										RIFERIMENTO ELABORATO							
Codice Commessa						Lotto, Sub–Prog, Cod. Appalto				Fase		Capitolo		Paragrafo		WBS tipologia	WBS progressivo		PARTE D'OPERA			Tip.	Disciplina		Progressivo			Rev.	
1	1	1	4	4	4	0	0	0	1	PD		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	STR	0	0	0	1	–	–	SCALA: –

spea ENGINEERING gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER: Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068	SUPPORTO SPECIALISTICO: ENSER srl SOCIETA' DI INGEGNERIA	REVISIONE	
			n.	data
			0	FEBBRAIO 2018
			1	–
			2	–
	REDATTO:	VERIFICATO:	3	–
			4	–

	VISTO DEL PROPRIETARIO DELLE OPERE	VISTO DEL CONCEDENTE
	CITTÀ METROPOLITANA DI BOLOGNA IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Pietro Luminasi	Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

SPEA Engineering

VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA”

PROGETTO DEFINITIVO

NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO

TRATTO COMPRESO TRA SVINCOLO DI RASTIGNANO E PONTE DELLE OCHE NEI COMUNI DI SAN LAZZARO DI SAVENA, BOLOGNA E PIANORO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE BARRIERE ANTIRUMORE

INDICE

1 PREMESSA 5

2 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE 5

2.1 INQUADRAMENTO GENERALE 5

2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, MORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO DEL SITO 7

2.3 DESCRIZIONE SINTETICA DELLE STRUTTURE 8

2.3.1 Tipologia P 8

2.4 NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO 11

2.5 ANALISI DELLE AZIONI AGENTI SULLE OPERE IN PROGETTO 12

2.5.1 PESO PROPRIO DEL MURO 12

2.5.2 AZIONE DEL VENTO 12

2.5.3 PRESSIONE DINAMICA VEICOLARE 18

2.5.4 CARICO DINAMICO DA RIMOZIONE NEVE 18

2.5.5 SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRENO A TERGO DEI MURI 19

2.5.6 SPINTA DEL TERRENO A MONTE 20

2.6 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO 20

2.7 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA ORIZZONTALE E VERTICALE 21

2.8 SPINTA DEL TERRENO IN PRESENZA DI SISMA 23

2.9 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 25

2.10 DESCRIZIONE SINTETICA DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE/MODELLAZIONE E METODI DI ANALISI 27

2.10.1 VERIFICHE DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) 27

2.10.2 COMBINAZIONI DI CALCOLO SLU E CRITERI DI VERIFICA GEO 30

2.10.3 VERIFICHE SLU GEOTECNICHE A SCORRIMENTO 30

2.10.4 VERIFICHE SLU GEOTECNICHE A RIBALTAMENTO 31

2.10.5 VERIFICHE SLU GEOTECNICHE DI CAPACITA' PORTANTE 32

2.10.6 VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE 32

2.10.7 VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO (SLU) 33

2.10.8 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO PER FLESSIONE 35

2.10.8.1 Verifiche a Fessurazione 35

2.10.8.2 Verifica delle tensioni di esercizio 37

2.11 CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO 37

2.12 DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO 38

3 PIASTRE, ANCORAGGIO E MONTANTI BARRIERE ACUSTICHE 39

3.1 CRITERI DI CALCOLO 39

3.2 VERIFICHE COLLEGAMENTO TIPO 1 42

3.2.1 VERIFICHE SLE 42

3.2.1.1 Verifica di deformabilità del montante 42

3.2.1.2 Verifica tensionale 43

3.2.2 VERIFICHE SLU 45

3.2.2.1 Verifica di resistenza alla base del montante 45

3.2.2.2 Verifica saldature montante – nervature – piastra di base 47

3.2.2.3 Verifica della sezione di contatto piastra di base-cordolo 49

3.2.2.4 Verifica della piastra di base 50

3.2.2.5 Verifica delle nervature 51

3.2.2.6 Verifica dei bulloni della piastra di base 53

3.2.2.7 Verifica ancoraggio dei tirafondi 54

3.3 VERIFICHE COLLEGAMENTO TIPO 2 55

3.3.1 VERIFICHE SLE 55

3.3.1.1 Verifica di deformabilità del montante 55

3.3.1.2 Verifica tensionale 56

3.3.2 VERIFICHE SLU 58

3.3.2.1 Verifica di resistenza alla base del montante 58

3.3.2.2 Verifica saldature montante – nervature-piastra di base 60

3.3.2.3 Verifica della sezione di contatto piastra di base-cordolo 62

3.3.2.4 Verifica della piastra di base 63

3.3.2.5 Verifica delle nervature 64

3.3.2.6 Verifica dei bulloni della piastra di base 66

3.3.2.7 Verifica ancoraggio dei tirafondi 66

4 CALCOLO DELLE AZIONI E VERIFICHE (TIPOLOGIA P) 68

4.1 TIPOLOGIA A 70

4.1.1 VERIFICHE SLE 73

4.1.1.1 Verifica a fessurazione 74

4.1.1.2 Verifica tensionale 76

4.1.2 VERIFICHE SLU 77

4.1.2.1 Verifica SLU del palo 78

4.1.2.2 Verifica SLU del terreno 81

4.1.2.3 Verifica SLU del cordolo 81

4.2 TIPOLOGIA B 84

4.2.1 VERIFICHE SLE 87

4.2.1.1 Verifica a fessurazione 89

4.2.1.2 Verifica tensionale 91

4.2.2 VERIFICHE SLU 92

4.2.2.1 Verifica SLU del palo 93

4.2.2.2 Verifica SLU del terreno 96

4.2.2.3 Verifica SLU del cordolo 96

1 PREMESSA

Scopo del presente elaborato è quello di fornire, per le barriere antirumore che vedranno realizzazione nell'ambito dei lavori di attuazione del 2° lotto di completamento della Variante SP65 all'abitato di Rastignano e viabilità complementare, una illustrazione sintetica degli elementi essenziali che ne hanno condotto al progetto strutturale. Il presente documento conterrà una descrizione generale delle tipologie di barriere adottate, le modalità con cui il Progettista ha elaborato il progetto definitivo riguardante le strutture, una giustificazione delle scelte progettuali effettuate e dei criteri di dimensionamento e verifica adottati, rimandando agli elaborati grafici esecutivi per approfondimenti e spiegazioni di dettaglio.

2 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

2.1 INQUADRAMENTO GENERALE

Il tratto stradale in oggetto interessa il territorio dei comuni di S. Lazzaro e Bologna.

La Figura a seguire permette di individuare sul tracciato varie tipologie di barriere che saranno oggetto di trattazione nel presente documento.

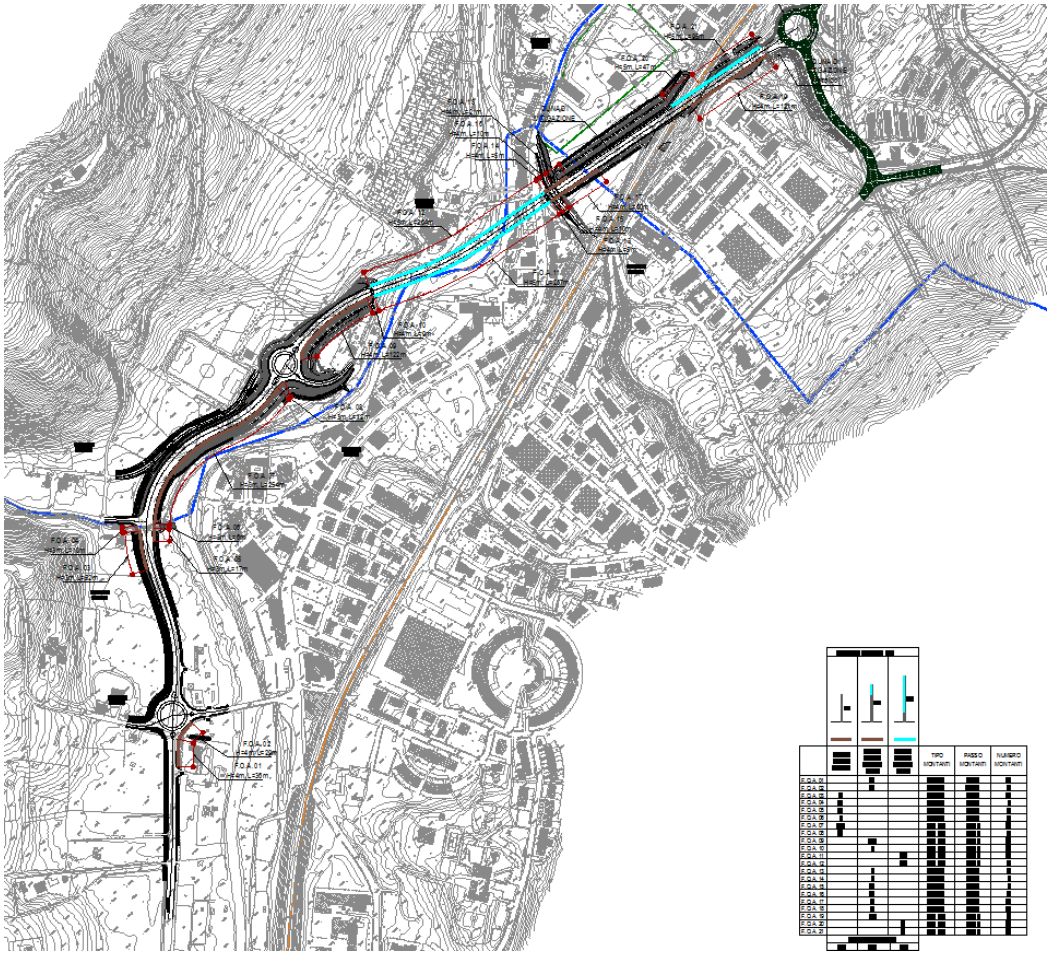


Figura 2-1: Estratto di Planimetria con individuazione dei corpi d'opera oggetto del presente documento.

La Tabella che segue riassume le tipologie di montanti, collegamenti e fondazioni delle barriere antirumore presenti lungo il tracciato.

Tipo barriera	Altezza [m]	Materiale	Asse	Montante	Tipo collegamento	Tipologia fondazione
F.O.A.01	4,00	Acciaio corten/PMMA	RT.01	HEA 240	1	Cordolo su pali (Tipologico A)
F.O.A.02	4,00	Acciaio corten/PMMA	RT.01	HEA 240	1	Cordolo su pali (Tipologico A)
F.O.A.03	3,00	Acciaio corten	CS.01	HEA 240	1	Cordolo su pali (Tipologico A)
F.O.A.04	3,00	Acciaio corten	CS.01	HEA 240	1	Su scatolare Rio Torriane
F.O.A.05	3,00	Acciaio corten	CS.01	HEA 240	1	Cordolo su pali (Tipologico A)
F.O.A.06	3,00	Acciaio corten	CS.01	HEA 240	1	Su scatolare Rio Torriane
F.O.A.07	3,00	Acciaio corten	CS.01	HEA 240	1	Cordolo su pali (Tipologico A)
F.O.A.08	3,00	Acciaio corten	CS.01	HEA 240	1	Cordolo su pali (Tipologico A)
F.O.A.09	4,00	Acciaio corten/PMMA	CS.02	HEA 240	1	Cordolo su pali (Tipologico A)
F.O.A.10	4,00	Acciaio corten/PMMA	CS.02	HEA 240	1	Su Viadotto Rastignano
F.O.A.11	5,00	Acciaio corten/PMMA	VI.01	HEB 240	2	Su Viadotto Rastignano
F.O.A.12	5,00	Acciaio corten/PMMA	VI.01	HEB 240	2	Su Viadotto Rastignano
F.O.A.13	4,00	Acciaio corten/PMMA	VI.01	HEB 240	1	Su Viadotto Rastignano
F.O.A.14	4,00	Acciaio corten/PMMA	CS.03	HEB 240	1	Su Viadotto Rastignano
F.O.A.15	4,00	Acciaio corten/PMMA	VI.02	HEB 240	1	Su Scatolare Via Buozzi
F.O.A.16	4,00	Acciaio corten/PMMA	VI.02	HEB 240	1	Su Scatolare Via Buozzi
F.O.A.17	4,00	Acciaio corten/PMMA	VI.02	HEB 240	1	Cordolo su pali (Tipologico A)
F.O.A.18	4,00	Acciaio corten/PMMA	CS.04	HEB 240	1	Cordolo su pali (Tipologico A)
F.O.A.19	4,00	Acciaio corten/PMMA	CS.03	HEB 240	1	Cordolo su pali (Tipologico A)
F.O.A.20	5,00	Acciaio corten/PMMA	VI.02	HEB 240	2	Su Galleria RFI
F.O.A.21	5,00	Acciaio corten/PMMA	VI.02	HEB 240	2	Cordolo su pali (Tipologico A)

Tabella 2-1: Riassunto delle tipologie di montanti, collegamenti e di fondazioni.

2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, MORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO DEL SITO

Si rimanda a quanto trattato negli elaborati di dettaglio:

			A-04: GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA DI INQUADRAMENTO
GEO	0001	--	Relazione geologica, geomorfologica e di inquadramento idrogeologico
GEO	0002	--	Planimetria geologica-geomorfologica con profilo geologico longitudinale
GEO	0003	--	Planimetria idrogeologica con profilo idrogeologico longitudinale
GEO	0004	--	Planimetria ubicazioni indagini
			A-05: GEOTECNICA
APE	0001	--	Relazione geotecnica
APE	0002	--	Profilo geotecnico - Asta principale
APE	0003	--	Profilo e Sezioni Geotecnici - Viadotto Rastignano
APE	0004	--	Profilo e Sezioni Geotecnici - Opera di scavalco linea RFI

2.3 DESCRIZIONE SINTETICA DELLE STRUTTURE

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento e le verifiche delle fondazioni delle barriere antirumore e il dimensionamento/verifica della struttura portante delle barriere stesse e la connessione alle fondazioni in cemento armato gettato in opera.

Le fondazioni sono su pali:

- **Tipo P** (Palo), costituite da un cordolo su pali;

2.3.1 *Tipologia P*

Le fondazioni Tipo P sono presenti ovunque, a meno delle zone di interferenza con altri manufatti, e sono differenziate e raggruppate per altezza delle barriere di sormonto in 3 tipologie:

- Tipologia **A** per barriere di altezza 4.0 e 3.0 m;

- Tipologia **B** per barriere di altezza 5.0 m.

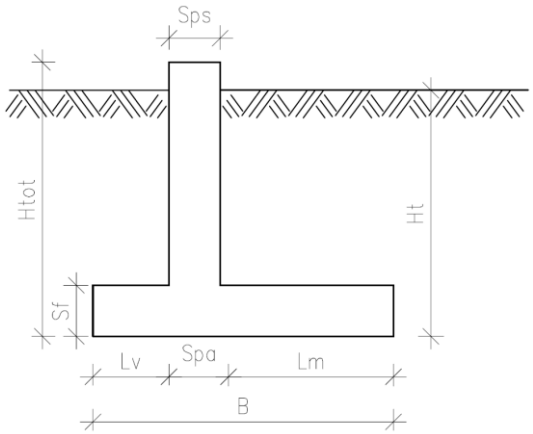
La collocazione lungo il tracciato delle 5 tipologie in argomento viene riassunta in Tabella 2-2.

TIPOLOGIA	ALTEZZA DELLA BARRIERA h_{barr} [m]	NOMENCLATURA BARRIERA
A	3.00	FOA 03, FOA 05, FOA 07, FOA 08
	4.00	FOA 01, FOA 02, FOA 09, FOA 17, FOA 18, FOA 19
	5.00	FOA 21

Tabella 2-2: Classificazione delle tipologie di fondazioni Tipo P.

Le tipologie A e B sono caratterizzate da un cordolo collegato a pali ϕ600 di lunghezza pari a 6.0 m posti ad interasse 3.0 m realizzati, sul ciglio del rilevato stradale, nelle posizioni individuate in Figura 2-2 e Figura 2-3.

Nella Tabella 2-3 si riporta la geometria dei cordoli.



[m]	TIPOLOGIA	
	A	B
H_{tot}	1.30	0.60
S_f	1.30	0.60
H_t	1.30	0.60
B	0.80	0.80
L_v	0	0
L_m	0	0
s_{pa}	0.80	0.80
s_{ps}	0.80	0.80

Tabella 2-3: Dimensioni cordolo tipologia su pali.

La differenza di quota minima tra marciapiede e sommità del muro è assunta pari a 0.05 m, la massima 0,20 m.

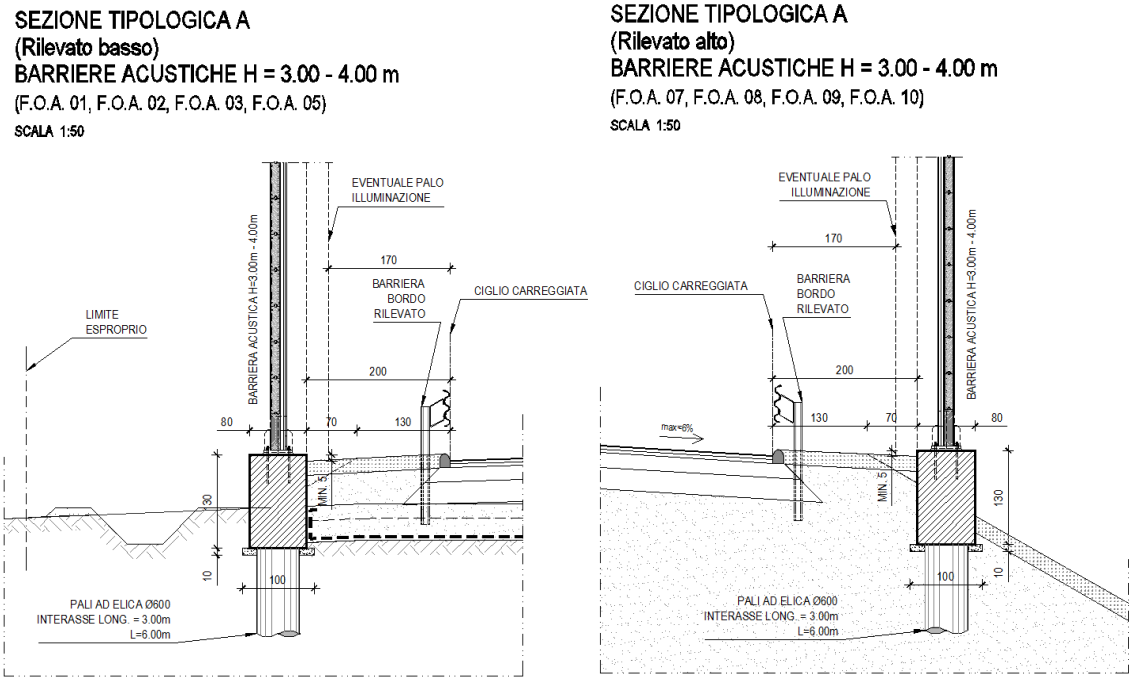


Figura 2-2: Tipologia A – Hbarr=3.00 m e 4.00 m.

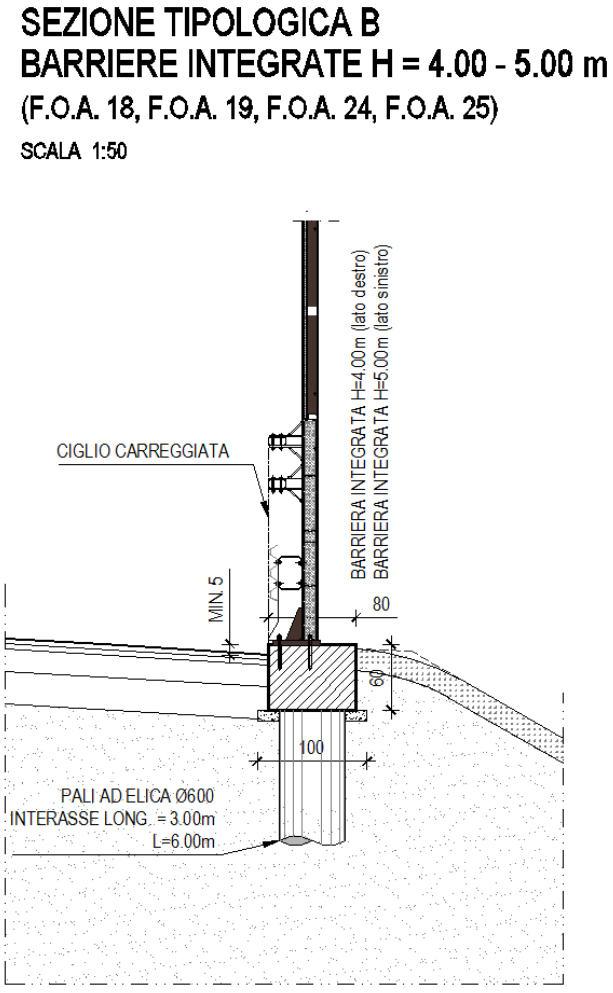


Figura 2-3: Tipologia B – Hbarr=4.00 m e 5.00 m integrata.

2.4 NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

- **Legge 5 Novembre 1971, n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";**
- **Legge 2 Febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";**
- **D.M. 14/01/2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni";**
- **Circolare n. 617 del 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008";**
- **UNI EN 1992-1-1:2005 "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";**
- **UNI EN 1997-1:2005 "Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali";**
- **UNI EN 1998-1:2005 "Eurocodice 8 - Parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";**
- **UNI EN 1998-2:2005 "Eurocodice 8 - Parte 2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: Ponti";**
- **UNI EN 1998-5:2005 "Eurocodice 8 - Parte 5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici";**
- **UNI EN 206:2014 "Calcestruzzo, Parte1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità".**
- **UNI 11104:2004** "Calcestruzzo, Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN206";
- **O.P.C.M. n. 3274 del 20.03.2003 e s.m.i.**, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modifiche ed integrazioni.

2.5 ANALISI DELLE AZIONI AGENTI SULLE OPERE IN PROGETTO

Le opere di sostegno permanenti, quali quelle in studio, sono state dimensionate per resistere, oltre che alle azioni trasmesse dalle barriere acustiche, alle spinte del terreno in fase statica e sismica di cui alla vigente normativa, nonché alla spinta dovuta alla presenza di sovraccarichi accidentali agenti sulla piattaforma stradale posta a tergo del muro stesso.

Sono state considerate agenti le seguenti azioni nel calcolo e verifica di tutti i muri di sostegno:

- Peso proprio del muro;
- Peso proprio della barriera acustica;
- Pressione del vento sulla barriera acustica;
- Pressione dinamica veicolare;
- Carico dinamico da rimozione neve;
- Sovraccarico verticale a tergo del muro;
- Spinta del terreno a monte;
- Azioni sismiche orizzontali e verticali;
- Spinta del terreno in presenza di sisma.

2.5.1 *PESO PROPRIO DEL MURO*

Il peso proprio delle strutture in c.a. è stato calcolato considerando un peso per unità di volume del cls pari a γ_{cls} = 25 kN/m^3.

2.5.2 *AZIONE DEL VENTO*

L'azione del vento viene valutata secondo le indicazioni contenute nel capitolo 3.3 delle Norme Tecniche per le Costruzione (NTC) del 14 gennaio 2008.

Come risulta dalla Figura 2-4 la Regione Emilia Romagna ai fini del calcolo dell'azione del vento ricade in Zona 2 cui vengono associati, attraverso la tabella 3.3.I delle NTC2008 riportata per completezza in Tabella 2-4, prefissati valori dei parametri $v_{b,o}$,a_o e k_a.

In base alla tabella 3.3.III delle Norme Tecniche (riportata in Tabella 2-5) al sito in questione corrisponde la classe di rugosità del terreno denominata C.

Tenendo conto della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione (vedere Figura 2-5) e della classe di rugosità del terreno si può attribuire al sito la categoria di esposizione III.

Definita la categoria di esposizione attraverso la tabella 3.3.II delle NTC2008 (si riporta per completezza in Tabella 2-6) si determino i parametri k_r, z_o e z_{min} necessari per la definizione del coefficiente di esposizione ce attraverso le relazioni di cui al punto 3.3.7 NTC2008.

Altra grandezza da definire per poter definire il ce è l'altezza sul suolo Z del punto di calcolo della pressione; nel caso in esame Z è stato assunto pari alla quota del terreno aumentata dell'altezza del rilevato e dell'altezza della barriera.

Si assume il coefficiente di forma c_p=2.4 ed il coefficiente dinamico c_d=1.

La pressione del vento nel baricentro della barriera è data dalla relazione $p=q_b*c_e*c_p*c_d$ ed è considerata agire in maniera uniforme sull'intero sviluppo della barriera.

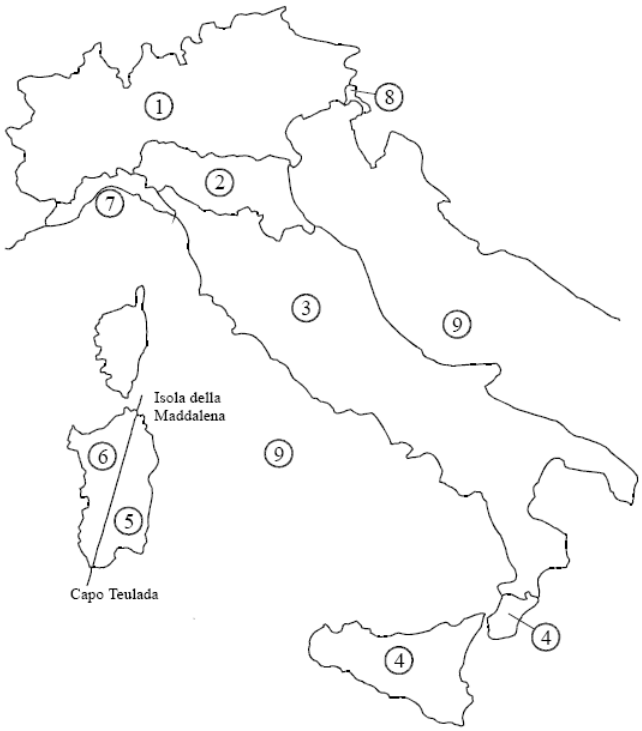


Figura 2-4: Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Tabella 2-4: Valori dei parametri vb,o, ao, ka.

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)
L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.	

Tabella 2-5: Classe di rugosità del terreno.

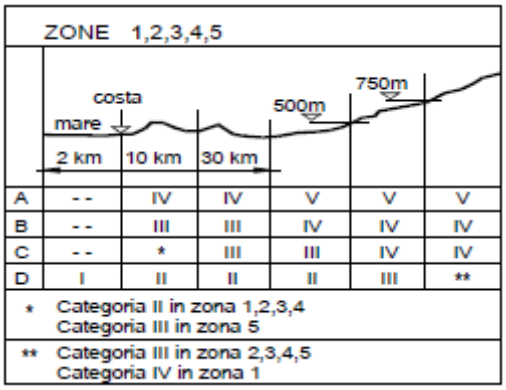


Figura 2-5: Definizione della categoria di esposizione.

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 2-6: Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione.

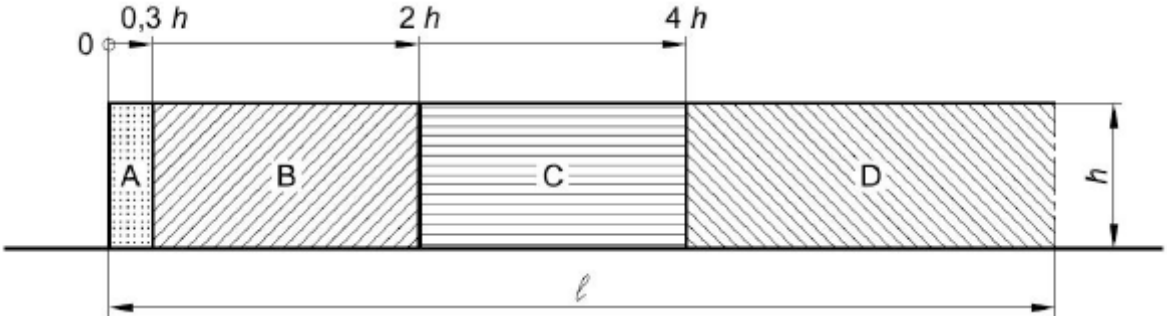


Figura 2-6: Determinazione delle zone di carico del vento.

Solidità	Zona		A	B	C	D
$\varphi = 1$	Senza angoli di ritorno	$\ell / h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$\ell / h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$\ell / h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	Con angoli di ritorno di lunghezza $\geq h$[a]		2,1	1,8	1,4	1,2
$\varphi = 0,8$			1,2	1,2	1,2	1,2
a) Per angoli di ritorno aventi lunghezza compresa tra 0,0 e h si può impiegare l'interpolazione lineare.						

Tabella 2-7: Valori raccomandati per il coefficiente di pressione.

In conformità a quanto emerso nelle analisi strutturali delle barriere esposte nel seguito, si è scelto cautelativamente di applicare un coefficiente di pressione c_p pari a 2,4 (intermedio tra quelli di Zona A e B) su tutto lo sviluppo delle barriere.

In Tabella 2-8 si riporta per maggior chiarezza il calcolo dettagliato del vento per le barriere alte 4.20 m con fondazione tipo A.

Calcolo azione del vento DM 14/01/2008			
Zona		**2,0**	*Parametri per definire la velocità di riferimento*
$v_{b/0}$	m/s	**25,0**	*Tabella 3.3.I NTC2008 Zona 2*
a_0	m	**750,0**	*Tabella 3.3.I NTC2008 Zona 2*
k_a	1/s	**0,015**	*Tabella 3.3.I NTC2008 Zona 2*
a_s	m	**98,50**	*Altitudine sul livello del mare del sito della costruzione*
v_b	m/s	25,00	*Velocità di riferimento*
ρ	kg/m^3	**1,25**	*Densità dell'aria*
q_b	N/m^2	390,63	*Pressione cinetica di riferimento*
Categoria		**III**	*Parametri per definire il coeffiicente di esposizione*
k_r	-	**0,20**	*Tabella 3.3.II NTC2008 Categoria III*
z_0	m	**0,10**	*Tabella 3.3.II NTC2008 Categoria III*
z_{min}	m	**5,00**	*Tabella 3.3.II NTC2008 Categoria III*
c_t	-	**1,00**	*Coefficiente di topografia*
$H_{rilevato}$	m	**8,50**	*Altezza del rilevato*
$H_{barriera}$	m	**4,20**	*Altezza della barriera*
z	m	**12,70**	*Altezza dal suolo del punto di calcolo della pressione*
c_e (z_{min})	-	1,71	*Coefficiente di esposizione per $z<z_{min}$*
c_e (z)	-	2,30	*Coefficiente di esposizione per $z \geq z_{min}$*
c_p	-	**2,40**	*Coefficiente di forma o aerodinamico*
c_d	-	**1,00**	*Coefficiente dinamico*
p	kPa	2,2	*Pressione del vento*

Tabella 2-8: Calcolo della pressione del vento per fondazione A – Hbarriera=4.20 m.

In Tabella 2-9 si riporta per maggior chiarezza il calcolo dettagliato del vento per le barriere alte 5.20 m con fondazione tipo B.

Calcolo azione del vento DM 14/01/2008			
Zona		**2,0**	*Parametri per definire la velocità di riferimento*
$v_{b/0}$	m/s	**25,0**	*Tabella 3.3.I NTC2008 Zona 2*
a_0	m	**750,0**	*Tabella 3.3.I NTC2008 Zona 2*
k_a	1/s	**0,015**	*Tabella 3.3.I NTC2008 Zona 2*
a_s	m	**107,91**	*Altitudine sul livello del mare del sito della costruzione*
v_b	m/s	25,00	*Velocità di riferimento*
ρ	kg/m^3	**1,25**	*Densità dell'aria*
q_b	N/m^2	390,63	*Pressione cinetica di riferimento*
Categoria		**III**	*Parametri per definire il coeffiicente di esposizione*
k_r	-	**0,20**	*Tabella 3.3.II NTC2008 Categoria III*
z_0	m	**0,10**	*Tabella 3.3.II NTC2008 Categoria III*
z_{min}	m	**5,00**	*Tabella 3.3.II NTC2008 Categoria III*
c_t	-	**1,00**	*Coefficiente di topografia*
$H_{rilevato}$	m	**8,50**	*Altezza del rilevato*
$H_{barriera}$	m	**5,20**	*Altezza della barriera*
z	m	**13,70**	*Altezza dal suolo del punto di calcolo della pressione*
c_e (z_{min})	-	1,71	*Coefficiente di esposizione per $z<z_{min}$*
c_e (z)	-	2,35	*Coefficiente di esposizione per $z \geq z_{min}$*
c_p	-	**2,40**	*Coefficiente di forma o aerodinamico*
c_d	-	**1,00**	*Coefficiente dinamico*
p	kPa	2,2	*Pressione del vento*

Tabella 2-9: Calcolo della pressione del vento per fondazione B – $H_{barriera}$=5.20 m.

In sintesi, per le diverse Tipologie di fondazione adottate e altezza delle barriere, si perviene alle seguenti pressioni caratteristiche del Vento.

Tipologia	$H_{BARRIERA}$ [m]	Pressione vento [kPa]
A	4.2	2.20
B	5.2	2.20

Tabella 2-10: Sintesi delle Pressione del Vento agenti sulle barriere.

2.5.3 *PRESSIONE DINAMICA VEICOLARE*

Si determina il valore del carico in oggetto in base alle disposizioni presenti nella UNI EN 1794-1 § A.2.2.

A causa del passaggio dei veicoli in adiacenza alle barriere fonoassorbenti, si genera su di esse una pressione dinamica ortogonale al loro piano.

La tipologia di traffico relativa è la seguente:

Traffico di veicoli all'aria aperta, alla distanza di 1 m dal dispositivo per la riduzione del rumore e a velocità massima di 100 km/h

Per la tipologia di traffico riportata, la pressione dinamica di riferimento è pari a:

q (v) = 0.650 kN/m²

Per quanto riguarda il carico del vento e la pressione dinamica dovuta ai veicoli, si può assumere che essi non agiscano simultaneamente.

Essendo la pressione dinamica veicolare inferiore rispetto a quella caratteristica esercitata dal vento, essa non verrà considerata nelle combinazioni in quanto non dimensionante.

2.5.4 *CARICO DINAMICO DA RIMOZIONE NEVE*

SI determina il valore del carico in oggetto in base alle disposizioni presenti nella UNI EN 1794-1 § E.

In aree dove spazzare la neve è una comune operazione di manutenzione invernale, una barriera per il rumore potrebbe essere danneggiata da neve e ghiaccio sollevati dallo spazzaneve. Il carico causato dalla neve sollevata viene definito come "carico dinamico causato dalla rimozione della neve". Il volume e l'altezza del carico dipendono dalla velocità e dal tipo di spazzaneve, e dalla distanza della barriera per il rumore dal margine della strada.

Il carico dinamico causato dalla pulizia dalla neve è un carico orizzontale transitorio perpendicolare alla barriera, deve essere assunto in modo da essere distribuito uniformemente su un'area di 2.00 m x 2.00 m e la forza risultante deve essere localizzata circa 1.50 m al disopra del livello stradale, come mostrato nella Figura 2-7.

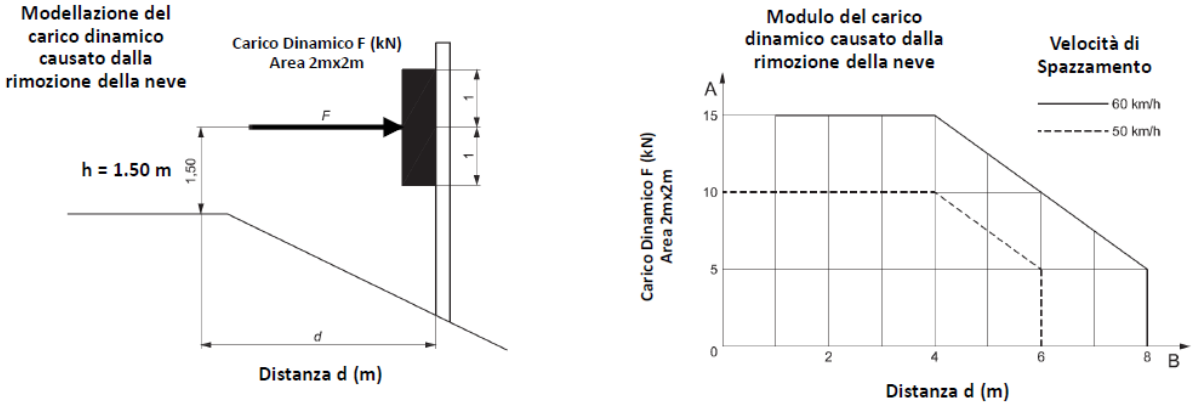


Figura 2-7: Carico dinamico da rimozione neve.

Data la dimensione dell'area di carico (2.00 m x 2.00 m) e il particolare schema statico delle barriere fonoassorbenti (pannelli "infilati" nei montanti di acciaio con i = 3.00 m), in via cautelativa si applica una magnitudo del carico dinamico causato dalla rimozione della neve F pari a 15 kN ad un solo montante per volta.

L'altezza costante dal terreno per l'applicazione del carico genera delle sollecitazioni di uguale intensità per ogni tipo di barriera:

F	15	kN
$b_{rimozione\ neve}$	2	m
$h_{rimozione\ neve}$	2	m
$A_{rimozione\ neve}$	4	m^2
$h_{dislivello}$	0	m
$h_{forzante}$	1.5	m
$h_{TOT,forzante}$	1.5	m
$V_{rimozione\ neve}$	15	kN
$M_{rimozione\ neve}$	22,5	kNm

Tabella 2-11: Calcolo sollecitazioni sul montante per carico rimozione neve.

Si assume che il carico dinamico causato dalla rimozione della neve non agisca simultaneamente al carico del vento.

Nel seguito si mostra il valore caratteristico di taglio e momento alla base del montante della barriera per l'azione del vento:

p_{vento}	2,3	kN/m^2
L_{campo}	3	m
$H_{calcolo\ barriere}$	5	m
$V_{vento,caratteristico}$	34,5	kN
$M_{vento,caratteristico}$	86,25	kNm

Tabella 2-12: Calcolo sollecitazioni sul montante per vento.

Essendo le sollecitazioni generate dal carico dinamico per rimozione neve inferiori rispetto a quelle caratteristiche generate dal vento, l'azione dinamica per rimozione neve non verrà considerata nelle combinazioni in quanto non dimensionante.

2.5.5 *SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL TERRENO A TERGO DEI MURI*

Nei calcoli si è assunto un sovraccarico stradale di 20 kN/m^2.

2.5.6 *SPINTA DEL TERRENO A MONTE*

La spinta del terreno agente sulla struttura è stata calcolata attraverso la teoria di Coulomb che fornisce il valore del coefficiente di spinta ottenuto mediante le seguenti formule:

$$K_a = \frac{sin^2(\psi + \phi)}{sin^2\psi \cdot sin(\psi - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \cdot sin(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

dove:

- ψ è l'inclinazione del paramento interno del muro rispetto alla orizzontale($\psi = 90°$ per paramento verticale);
- β è l'inclinazione del terrapieno a monte;
- ϕ è l'angolo d'attrito del terreno;
- δ è l'angolo d'attrito terreno-struttura (considerato = φ nel calcolo della spinta adottata per le verifiche geotecniche del muro e = 2/3 φ nel calcolo della spinta adottata per il calcolo delle sollecitazioni agenti sui paramenti).

La pressione attiva del terreno si ottiene quindi come:

$$\sigma_{Ha} = \sigma_V \cdot K_a - 2c' \cdot \sqrt{K_a}$$

E il valore della spinta è la risultante di tale pressione sull'altezza del muro:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \sigma_V \cdot H \cdot K_a - 2c' \cdot H \cdot \sqrt{K_a}$$

2.6 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

L'azione sismica di progetto, in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definisce a partire dalla pericolosità sismica di base del sito interessato dall'opera in progetto. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se(T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{vR}. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{vR}, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_{g,max}$ = accelerazione massima su suolo tipo A;

S = fattore di amplificazione che dipende dalla categoria del suolo e dalla superficie topografica;

F_o = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima;

T_c^* = periodo di riferimento che consente di calcolare il periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro.

Nella relazione sismica del progetto in esame, in base alle indagini eseguite, è stata individuata una categoria del sottosuolo di tipo B.

Per quanto concerne le caratteristiche della superficie topografica, le opere in progetto si inseriscono prevalentemente su terreni pianeggianti e, laddove vi sono versanti o creste, le altezze non eccedono mai i 30 m di altezza. Non essendovi particolari emergenze topografiche che possano dar luogo ad effetti di amplificazione sismica locale, la morfologia dell'area può essere ricondotta ad una delle configurazioni superficiali semplici previste nelle NTC 2008 in Tabella 3.2.IV; in particolare, l'area in oggetto può essere classificata di categoria T1, "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°", caratterizzata da un coefficiente di amplificazione topografica ST = 1,0.

Per le elaborazioni si è assunto quale riferimento geografico il punto di coordinate (44.4397 - 11.3523). Nel seguito si riportano i parametri dell'azione sismica di riferimento che possono essere considerati rappresentativi per le opere in progetto. In particolare, posto:

- Vita nominale VN: 100 anni;
- Classe d'uso: III;
- Coefficiente d'uso cu: 1.5;
- Periodo di riferimento VR: 150 anni;

per gli Stati Limite Ultimi considerati risulta quanto segue:

STATO LIMITE	Lat.	Long.	S_S	a_g	$a_{g,max} = S_S*S_T*a_g$	F_0	T_C*
SLO	44.4397°	11.3523	1.200	0.089g	**0.107g**	2.470	0.281s
SLD	44.4397°	11.3523	1.200	0.110g	**0.132g**	2.465	0.286s
SLV	44.4397°	11.3523	1.167	0.236g	**0.276g**	2.466	0.318s
SLC	44.4397°	11.3523	1.125	0.275g	**0.310g**	2.500	0.327s

Tabella 2-13: Accelerazione massima al suolo.

I valori dei parametri evidenziati in Tabella 2-13, corrispondenti allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, saranno quelli adottati per i calcoli.

2.7 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA ORIZZONTALE E VERTICALE

Le opere di sostegno devono essere progettate in modo tale da espletare la loro funzione sia durante che dopo il terremoto di progetto, senza subire danni strutturali significativi.

La normativa vigente consente di verificare la sicurezza di un'opera di sostegno mediante un qualsiasi metodo consolidato della dinamica strutturale e dei terreni che includa tra i principali fattori il comportamento non lineare del terreno, gli effetti inerziali, gli effetti idrodinamici in presenza di acqua, nonché la compatibilità delle deformazioni di terreno, opera e tiranti, ove presenti, e sia comprovato dall'esperienza o da osservazioni sperimentali. In particolare per opere di geometria ed importanza ordinaria la verifica potrà essere condotta con il metodo pseudo-statico di seguito descritto.

Il modello di base per l'analisi pseudo-statica deve essere costituito dall'opera di sostegno e dalla sua fondazione, da un cuneo di terreno dietro alla struttura che si suppone in stato di

equilibrio limite attivo (se la struttura è sufficientemente flessibile), dai sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto e, ove presente, da una massa di terreno alla base dell'opera, da supporre in stato di equilibrio limite passivo.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico.

La componente verticale dell'azione sismica deve essere considerata agente verso l'alto e verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \; ;$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \; .$$

Dove:

- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g= accelerazione di gravità.

In assenza di studi specifici della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \; .$$

Dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito su affioramento rigido.

Nel caso in esame come riportato al capitolo precedente:

$$a_{max} = 1.167 \cdot 1.0 \cdot 0.236 = 0.276g \; ;$$

il coefficiente β_m di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito si ricava dalla tabella 7.11.II delle NTC2008 in funzione di a_g e della categoria di sottosuolo (per a_g=0.236g e sottosuolo B si ha β_m=0.31).

Tabella 7.11.II - *Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.*

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

- $k_h = 0.31 \cdot \frac{0.276 \cdot g}{g} = 0.086$;
- $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.043$.

2.8 SPINTA DEL TERRENO IN PRESENZA DI SISMA

La forza di calcolo E_d è da considerare come la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno.

La forza totale di progetto agente sulla struttura di contenimento dal lato del terrapieno, E_d, è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

dove:

- H è l'altezza del muro;
- E_{ws} è la spinta idrostatica calcolata come definito precedentemente al punto 4;
- E_{wd} è la spinta idrodinamica dell'acqua (definita al punto 9 seguente);
- γ* è il peso specifico del terreno;
- K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico);
- k_v è il coefficiente sismico verticale (definito al paragrafo 2.7)

Il coefficiente di spinta del terreno è calcolato mediante la formula di Mononobe-Okabe come segue:

- <u>per stati di spinta attiva:</u>

Per $\beta \le \varphi'_d - \theta$:

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi'_d - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi'_d + \delta_d) \cdot \text{sen}(\varphi'_d - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}}\right]^2};$$

Per $\beta > \varphi'_d - \theta$:

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta_d)};$$

- per stati di spinta passiva:

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi'_d - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}\varphi_d \cdot \text{sen}(\varphi'_d + \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi + \beta) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}}\right]^2}.$$

Nelle precedenti equazioni sono state adottate le seguenti simbologie:

- φ'_d è il valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno cioè $\varphi'_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\varphi}{\gamma_{\varphi'}}\right)$;
- ψ, β sono gli angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;
- δ_d è il valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro cioè $\delta'_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\delta}{\gamma_{\varphi'}}\right)$;
- θ è l'angolo definito in seguito.

Se si considera il livello di falda al di sotto del muro di sostegno si ha:

- $\gamma^* = \gamma$ peso specifico del terreno;
- $\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mu k_v}$;

Se il livello di falda à sopra la quota di imposta della fondazione si ha:

- $\gamma^* = \gamma - \gamma_w$;
- $\tan\theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w}\frac{k_h}{1 m k_v}$ dove γ_d è il peso specifico del terreno secco.

È possibile quindi calcolare il valore dell'incremento di spinta del terreno dovuta al solo sisma come differenza tra il valore della spinta in presenza di sisma e il valore della spinta del terreno in condizioni statiche:

$$\Delta S_{sis} = \frac{1}{2}\cdot\gamma^*\cdot(1 \pm k_v)\cdot K\cdot H^2 - \frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot K_{a,stat}\cdot H^2$$

.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica.

2.9 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

In seguito si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzate nei calcoli.

CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER GETTI DI PULIZIA E SOTTOFONDAZIONE

Classe di resistenza:	C12/15;
Classe di consistenza:	S4;
Classe di esposizione:	X0;
Rapporto acqua/cemento massimo:	N.D.;
Minimo contenuto in cemento:	N.D.;
Dimensione massima aggregato:	22/32mm;

CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER GETTO IN OPERA DI PALI DI FONDAZIONE

Classe di resistenza:	C25/30;
Classe di consistenza:	S5;
Classe di esposizione:	XC2;
Rapporto acqua/cemento massimo:	0.60;
Minimo contenuto in cemento:	280 kg/mc;
Copriferro:	60mm;
Dimensione massima aggregato:	32mm;
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd} = 14,1 MPa;
Modulo di elasticità istantaneo:	E_{cm} = 31.447 MPa;
Modulo di elasticità tangenziale:	G = 13.673 MPa;
Peso specifico:	γ_c = 25kN/m^3.

CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER GETTO IN OPERA DI FONDAZIONI

Classe di resistenza:	C28/35;
Classe di consistenza:	S4;
Classe di esposizione:	XC2;
Rapporto acqua/cemento massimo:	0.60;
Minimo contenuto in cemento:	280 kg/mc;
Copriferro:	50mm;
Dimensione massima aggregato:	32mm;
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd} = 15,87 MPa;
Modulo di elasticità istantaneo:	E_{cm} = 32.308 MPa;

Modulo di elasticità tangenziale: G = 12.923 MPa;

Peso specifico: γ_c = 25kN/m^3.

ACCIAIO DA C.A. (RETI ELETTROSALDATE E BARRE)

Tipo: B450C;

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk,nom}$ = 450 MPa;

Tensione normale di calcolo: f_{yd} = 391,3 MPa;

Modulo di elasticità: E_s = 210.000 MPa;

Coefficiente di Poisson: ν_s = 0.3;

Peso specifico: γ_s = 78,5 kN/m^3.

CARPENTERIA METALLICA COSTITUENTE MONTANTI E TIRAFONDI

MARCATURA CE SECONDO EN1090 – CLASSE DI ESECUZIONE EXC3

MONTANTI METALLICI, PIASTRE E IRRIGIDIMENTI SALDATI

Tipo: S275J2;

ALTRA CARPENTERIA NON SALDATA

Tipo: S275J0;

Tensione caratteristica di snervamento, t≤40mm: $f_{yk,nom}$ = 275 MPa;

Tensione caratteristica di snervamento, t>40mm: $f_{yk,nom}$ = 255 MPa;

Tensione a rottura, t≤40mm: f_{tk} = 430 MPa;

Tensione a rottura, 40mm<t≤80mm: f_{tk} = 410 MPa.

ACCIAIO PER TIRAFONDI E DADI

Tipo: Classe 8.8;

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk,nom}$ = 640 MPa;

Tensione a rottura: f_{tk} = 800 MPa.

2.10 DESCRIZIONE SINTETICA DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE/MODELLAZIONE E METODI DI ANALISI

2.10.1 *VERIFICHE DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)*

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo. In particolare per i muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento a cinematismi riconducibili a:

- scorrimento sul piano di posa;
- ribaltamento;
- rottura per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- raggiungimento della resistenza ultima a taglio e flessione negli elementi strutturali.

In tutte le verifiche si deve ottenere che $E_d < R_d$

dove:

- E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione: $E_d = E\left[\gamma_F \cdot F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d\right]$
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico: $R_d = \frac{1}{\gamma_R} R\left[\gamma_F \cdot F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d\right]$.

Quindi l'effetto delle azioni e la resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\left[\gamma_F \cdot F_k\right]$, delle caratteristiche di resistenza di progetto $\left[\frac{X_k}{\gamma_M}\right]$ e della geometria di progetto $\left[a_d\right]$.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per la azioni (A), per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R).

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati in Tabella 2-14.

Tabella 2-14: Coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni per le verifiche agli stati limite ultimi.

AZIONE	SIMBOLO γ_F	COEFF. PARZIALE (A1)	COEFF. PARZIALE (A2)
Permanente sfavorevole	γ_{G1}	1.3	1.0
Permanente favorevole		0	1.0
Permanente non strutturale sfavorevole	γ_{G2}	1.5	1.3
Permanente non strutturale favorevole		0	0
Variabile sfavorevole	γ_Q	1.5	1.3
Variabile favorevole		0	0

I coefficienti parziali γ_M da applicare al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno sono indicati in Tabella 2-15.

Tabella 2-15: Coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFF. PARZIALE γ_M	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\varphi_k$	$\gamma_{\phi'}$ =1.00	$\gamma_{\phi'}$ =1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$ =1.00	$\gamma_{c'}$ =1.40
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu} =1.00	γ_{cu} =1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ =1.00	γ_γ =1.00

I coefficienti parziali γ_R riduttivi della resistenza del sistema per fondazioni superficiali con riferimento ai soli meccanismi di rottura per carico limite e per scorrimento vengono riportati in Tabella 2-16.

Tabella 2-16: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche (SLU) di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Carico limite	γ_R = 1.00	γ_R = 1.80	γ_R = 2.30
Scorrimento	γ_R = 1.00	γ_R = 1.10	γ_R = 1.10

I coefficienti parziali γ_R riduttivi della resistenza del sistema per muri di sostegno vengono riportati in Tabella 2-17: Coefficienti parziali per le verifiche (SLU) di muri di sostegno.

Tabella 2-17: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche (SLU) di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.00$	$\gamma_R = 1.00$	$\gamma_R = 1.40$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.00$	$\gamma_R = 1.00$	$\gamma_R = 1.10$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.00$	$\gamma_R = 1.00$	$\gamma_R = 1.40$

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con le opere (GEO) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono le opere stesse (STR).

Con riferimento al § 6.5.3.1.1 delle NTC e al § C6.5.3.1.1 della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 sono stati analizzati i seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico **(GEO)***

- scorrimento sul piano di posa;

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico della fondazione del muro (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno. L'analisi è stata condotta secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti globali γ_R sulla resistenza del sistema (R2) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza i valori di progetto delle spinte sul muro di sostegno sono maggiori e le resistenze in fondazione sono minori dei rispettivi valori caratteristici.

Per la sola verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno sono stati adottati i coefficienti globali γ_R sulla resistenza del sistema (R2=1.1) indicati al § 6.8.2 delle NTC per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

- *SLU di equilibrio di corpo rigido **(EQU)***

- ribaltamento utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tabella 2.6.I delle NTC e adoperando coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte (Tabella 6.2.II NTC);

- *SLU di tipo strutturale* ***(STR)***

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, utilizzando l'Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1 che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi.

Si è verificato che la condizione $E_d < R_d$ venga soddisfatta per ogni stato limite considerato che corrisponde ad ottenere un coefficiente di sicurezza FS >1 (>1.1 nel caso della verifica di stabilità globale).

2.10.2 *COMBINAZIONI DI CALCOLO SLU E CRITERI DI VERIFICA GEO*

Sono state eseguite quindi le verifiche di sicurezza considerando le seguenti 4 combinazioni di calcolo:

1. *SLU statico di tipo geotecnico (GEO):* per la verifica a **scorrimento sul piano di posa** e per la verifica della **capacità portante della fondazione** si è fatto riferimento alla combinazione *A2+M2+R2* che si traduce nell'adottare i parametri geotecnici fattorizzati con il set di coefficienti parziali M2, nell'amplificare le azioni destabilizzanti mediante il set di coefficienti parziali A2 e nel ridurre le azioni resistenti mediante il set di coefficienti parziali R2; Per le verifiche a ribaltamento si è fatto riferimento alla combinazione EQU+M2.
2. *SLU sismico di tipo geotecnico (GEO):* per la verifica a **scorrimento sul piano di posa** e per la verifica della **capacità portante della fondazione** si è fatto riferimento alla combinazione A2 (=1)*+M2+R2* che si traduce nell'adottare i parametri geotecnici fattorizzati con il set di coefficienti parziali M2, nell'adottare per le azioni destabilizzanti i valori caratteristici e nel ridurre le azioni resistenti mediante il set di coefficienti parziali R2;

Per le verifiche a ribaltamento si è fatto riferimento alla combinazione EQU+M2. In accordo a quanto indicato nel paragrafo 2.5.3 delle NTC i coefficienti A2 sono presi unitari.

3. *SLU statico di tipo strutturale (STR):* per la verifica di resistenza del paramento e della fondazione del muro si è fatto riferimento alla combinazione *A1+M1* che si traduce nell'adottare i parametri geotecnici caratteristici e nell'amplificare le azioni destabilizzanti mediante il set di coefficienti parziali A1.
4. *SLU sismico di tipo strutturale (STR):* per la verifica di resistenza del paramento e della fondazione del muro si è fatto riferimento alla combinazione *A1+M1* che si traduce nell'adottare i parametri geotecnici caratteristici e in accordo a quanto indicato nel paragrafo 2.5.3 delle NTC nell'assumere unitari i coefficienti parziali A1.

2.10.3 *VERIFICHE SLU GEOTECNICHE A SCORRIMENTO*

La verifica a scorrimento prevede il confronto tra il taglio resistente e il taglio destabilizzante agenti sul piano di posa della fondazione e calcolati come segue:

- $F_{dest} = \sum_i F_{h,i}$ taglio destabilizzante;
- $F_{stab} = \sum_i F_{v,i} \cdot \tan\varphi_{t\text{-}f}$ taglio resistente.

Dove φ_{t-f} rappresenta l'angolo d'attrito terreno-fondazione e per il quale si assume $\varphi_{t-f} = \frac{2}{3}\varphi$.

Il valore del taglio resistente e il valore del taglio destabilizzante devono rispettare la disequazione $FS = \frac{F_{stab}}{F_{dest}} \geq \gamma_R$ dove γ_R =1 per muri di sostegno e γ_R =1.1 per fondazioni superficiali.

2.10.4 *VERIFICHE SLU GEOTECNICHE A RIBALTAMENTO*

Le verifiche al ribaltamento sono sviluppate secondo quando previsto nel § 6.5.3.1.1 del D.M. del 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" facendo riferimento ad uno Stato Limite di equilibrio di corpo rigido (EQU), in altri termini con la consueta simbologia adottando la combinazione: **EQU + M_2 + R_2** in cui EQU è il set di coefficienti parziali per le azioni (cfr. Tabella 6.2.I delle NTC2008 e che si riporta di seguito per completezza), M_2 è il set di coefficiente parziali per i parametri del terreno (cfr. Tabella 6.2.II delle NTC2008 e che si riporta di seguito per completezza); R_2 è il set di coefficienti parziali per le resistenze, per il ribaltamento γ_R è da intendersi pari a 1.

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

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.

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

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

L'analisi è stata effettuata considerando lo scenario statico e lo scenario sismico:

- combinazione statica: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$

- combinazione sismica (sisma +): $E(F_H, +F_V) + G_1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$

- combinazione sismica (sisma -): $E(F_H, -F_V) + G_1 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$

in cui Q_{k1} è l'azione variabile principale (vento) e Q_{k2} è l'azione variabile secondaria (sovraccarico stradale), e □ i coefficienti di combinazione di cui alla Tabella 2-18:

	□ 0j	□ 1j	□ 2j	□ 2j,sisma
Qk1	0.6	0.2	0	0
Qk2	0.7	0.5	0.3	0.3

Tabella 2-18: Coefficienti di combinazione.

La verifica al ribaltamento prevede il confronto tra il momento resistente e il momento ribaltante agenti sulla struttura attorno al punto O calcolati come segue:

- $M_{rib} = \sum_i \gamma_{G1} \cdot F_{ghi} \cdot z_i + \sum_i \gamma_{Q_i} \cdot \psi_{0i} \cdot F_{qhi} \cdot z_i$ momento ribaltante; γ_{G1} =1.1
- $M_{stab} = \sum_i \gamma_{G1} \cdot F_{gvi} \cdot x_i + \sum_i \gamma_{Q_i} \cdot \psi_{0i} \cdot F_{qvi} \cdot x_i$ momento stabilizzante; γ_{G1}=0.9

Dove: $F_{ghi}; F_{qhi}$ è la componente orizzontale della i-esima azione (*g=perm.; q=acc*);

$F_{gvi}; F_{qvi}$ è la componente verticale della i-esima azione (*g=perm.; q=acc*);

z_i è il braccio della componente orizzontale rispetto al punto O;

x_i è il braccio della componente verticale rispetto al punto O.

La verifica consiste nel controllare che $FS = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} \geq \gamma_R = 1$.

2.10.5 *VERIFICHE SLU GEOTECNICHE DI CAPACITA' PORTANTE*

La verifica della capacità portante del terreno di fondazione prende in considerazione le forze impiegate in tutte le altre verifiche di stabilità della struttura.

Il ricoprimento al di sopra dell'estradosso della fondazione considerato nei calcoli è stato valutato in funzione della geometria del rilevato a valle del muro.

Il calcolo della capacità portante del terreno di fondazione viene effettuato mediante la teoria di Brinch – Hansen, recependo le modifiche di Bowles con riferimento al particolare caso delle fondazioni dei muri di sostegno.

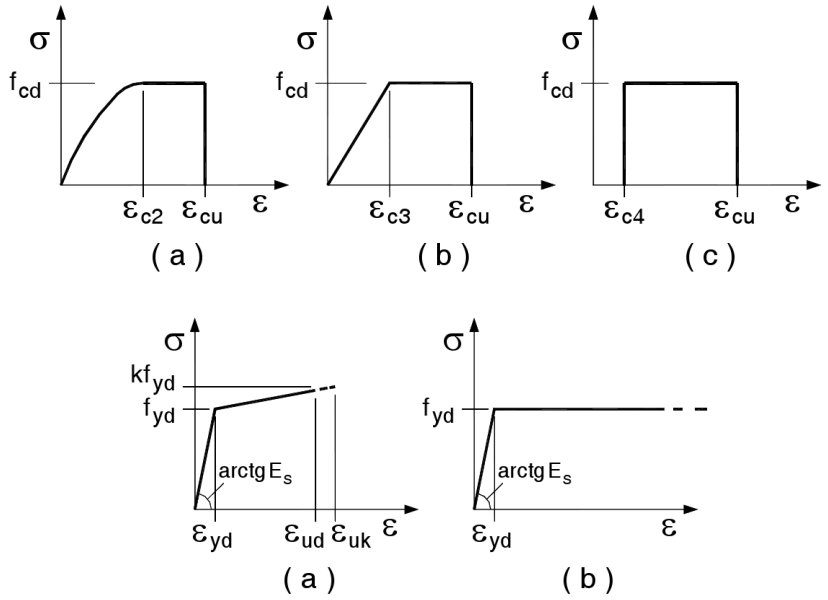
2.10.6 *VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE*

Si adottano le ipotesi valide per elementi monodimensionali:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;

- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Per quanto concerne i diagrammi di calcolo tensione-deformazione (sia del calcestruzzo che dell'acciaio) la normativa, al punto 4.1.2.1.2.1 riporta:



con deformazione uniforme ultima, per l'acciaio, pari a $\varepsilon_{ud} = 0{,}9\varepsilon_{uk}$ con $\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k = 7{,}5\%$. Le verifiche, sono state condotte con il programma (Free Software) VcaSLU assumendo come legami tensione-deformazione quello parabola-rettangolo per il calcestruzzo (a), caratterizzato da $\varepsilon_{c2} = 0.20\%$ e da $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$ e quello bilineare elastico-perfettamente plastico (b) per l'acciaio, caratterizzato da $\varepsilon_{su} = 67{,}5\%$.

Le verifiche di resistenza degli elementi verticali, siano essi i paramenti dei muri di sostegno o i ritti delle opere scatolari o del monolite, vengono condotte tenendo in considerazione la componente assiale di sforzo normale. Tale componente verrà, a favore di sicurezza, trascurata per gli elementi di fondazione e per le solette di copertura.

2.10.7 *VERIFICHE DI RESISTENZA A TAGLIO (SLU)*

Il D.M. 14.1.2008 consente l'impiego di piastre sprovviste di armatura a taglio, se si verificano le seguenti condizioni:

- assenza di trazioni significative;
- valore di calcolo dello sforzo di taglio agente non superiore alla resistenza a taglio V_{rd} valutata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Poiché, per le strutture in esame, non sussistono stati sollecitativi caratterizzati da presenza di trazioni significative a livello dei ritti o delle solette, la possibilità di omettere le armature a taglio è condizionata dalla verifica della relazione:

$V_{Ed} \leq V_{Rd}$; *NTC 2008 formula (4.1.13)*

che dipende dal taglio agente di calcolo, dalle armature longitudinali, dal tipo di calcestruzzo, dall'entità dello sforzo normale, dalla geometria della sezione.

$V_{Rd} = \max\{[0.18k\cdot(100\,\rho_l\,f_{ck})^{1/3}/\gamma_c+0.15\sigma_{cp}];V_{min}+0.15\sigma_{cp}\}\cdot(b_w\cdot d)$; *NTC 2008 formula (4.1.14)*

$V_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$;

$k = \min[1 + (200/d)^{1/2};2]$;

d = altezza utile della sezione;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / (b\cdot h)$ = tensione media di compressione nella sezione1;

b_w = larghezza minima della sezione (unitaria nel caso di piastre);

h = altezza della sezione.

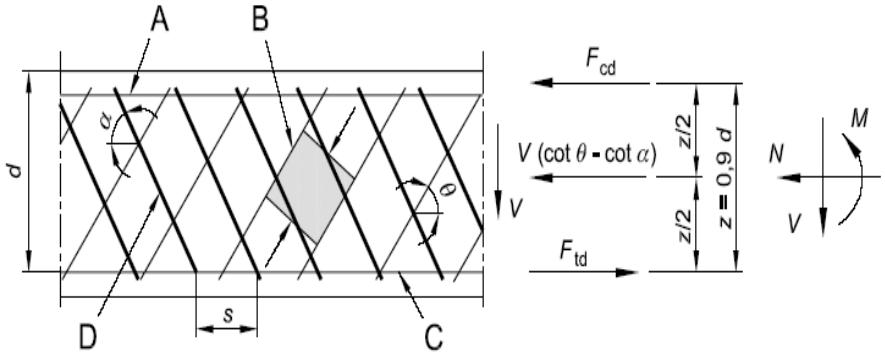
Nel caso sia necessario disporre armature per la resistenza a taglio, la verifica viene effettuata con riferimento alle formule del § 4.1.2.1.3.2 delle *NTC 2008.*

Poiché in ogni caso si impiegano ganci o staffe in direzione ortogonale (verticale nei solai e orizzontale nei setti), le formule si semplificano in quanto ctg α = 0, sin α = 1

Modello a traliccio e notazione per elementi armati a taglio

Legenda

A Corrente compresso
B Puntoni
C Corrente teso
D Armatura a taglio



$V_{Rsd} = 0,9\cdot d\cdot(A_{sw}/s)\cdot f_{yd}\cdot \text{ctg}\,\theta$ *NTC 2008 formula (4.1.18)*

$V_{Rcd} = 0,9\cdot d\cdot b_w\cdot\alpha_c\cdot(0.5f_{cd})/2\cdot \text{ctg}\,\theta\,\text{ctg}^2\,\theta$ *NTC 2008 formula (4.1.19)*

$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$ *NTC 2008 formula (4.1.20)*

in cui:

d, b_w già definiti;

1 Si ritiene estendibile la validità di questa formula al caso in cui la tensione media è di trazione ma di entità minore di f_{ctd}.

s = interasse tra due armature trasversali consecutive;

$f_{cd} = 0.85\ f_{ck} / \gamma_C$ = resistenza di calcolo a compressione (15.87 MPa per cls. classe 28/35);

γ_c = coefficiente maggiorativo variabile da 1 a 2.5 in funzione del rapporto fra la tensione media di compressione σ_{cp} e f_{cd}..

Si osserva che in presenza di armature a taglio l'esito della verifica non è influenzato dalla eventuale presenza di sforzi di trazione; le tensioni di compressione hanno invece l'effetto di aumentare la resistenza di calcolo V_{Rd}, come del resto avviene anche in assenza di armature. Di conseguenza le verifiche delle zone armate a taglio possono essere effettuate con riferimento alle sole sollecitazioni di taglio e flessione se, a favore di sicurezza, si trascura il benefico effetto degli sforzi di compressione.

2.10.8 ***VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO PER FLESSIONE***

2.10.8.1 Verifiche a Fessurazione

Le verifiche a fessurazione possono essere eseguite mediante due metodi alternativi:

- Metodo semplificato senza calcolo diretto;
- Calcolo dell'ampiezza delle fessure.

Nel primo caso la verifica dell'ampiezza della fessurazione può essere condotta limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata, per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura. Nello specifico la C.M. n.617 del 02/02/2009 fornisce le seguenti tabelle di riferimento:

Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
σ_s [MPa]	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
σ_s [MPa]	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per quanto concerne le verifiche a fessurazione diretta si valutano in prima battuta i valori dei momenti di fessurazione, chiamati convenzionalmente momenti di "cracking". Tale verifica, esplicitata al paragrafo b) del punto 4.1.2.2.4.1, consiste nel calcolare il valore del momento corrispondente ad una tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata pari a $\frac{f_{ctm}}{1.2}$ per la sezione completamente reagente, quindi di confrontarlo con il valore della sollecitazione per la combinazione d'azione prescelta. Il momento di cracking, per come è stato definito, dipende quindi dalla condizione in cui si trova la sezione, risultando tanto più elevato quanto più la sezione è compressa.

Con riferimento al paragrafo C4.1.2.2.4 delle Istruzioni per l'applicazione del DM 2008 la verifica allo stato limite di fessurazione può essere condotta o mediante la procedura de D.M 9 gennaio 1996 oppure attraverso una procedura alternativa, valutando direttamente:

$w_d = \varepsilon_{sm}\Delta_{smax}$;

dove Δ_{smax} è la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria media delle barre può essere valutata tramite l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}}(1+\alpha_e\rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6\frac{\sigma_s}{E_s} \qquad \text{(C4.1.16)}$$

con:

σ_s	è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata;
α_e	è il rapporto E_s/E_{cm};
ρ_{eff}	è pari a $A_s/A_{c,eff}$
$A_{c,eff}$	è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra 2,5 (h - d), (h - x)/3 e h /2 (vedere figura C4.1.9). Nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente;
k_t	è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale: $k_t = 0,6$ per carichi di breve durata, $k_t = 0,4$ per carichi di lunga durata.

Per quanto riguarda la distanza massima tra le fessura questa può essere calcolata come:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}} \qquad \text{(C4.1.17)}$$

.

Per quanto concerne i cordoli e i muri di fondazione le verifiche a fessurazione sono state condotte con riferimento alle combinazioni di carico "quasi permanente" (QP) e "frequente" (FR) considerando un ambiente aggressivo (classe di esposizione XF2) e limitando l'apertura teorica delle fessure ai seguenti valori:

QP: w1 = 0.20 mm;

FR: w2 = 0.30 mm.

Per quanto concerne i pali le verifiche a fessurazione sono state condotte con riferimento alle combinazioni di carico "quasi permanente" (QP) e "frequente" (FR) considerando un ambiente ordinario (classe di esposizione XC2) e limitando l'apertura teorica delle fessure ai seguenti valori:

QP: w2 = 0.30 mm;

FR: w3 = 0.40 mm.

2.10.8.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature. In questo caso, dovendo verificare anche la tensione di compressione nel calcestruzzo, deve essere tenuta in considerazione l'azione assiale di compressione (non essendo ai fini di questa verifica un beneficio) così come quella di trazione. Valutate le tensioni a flessione pura o pressoflessione (classico metodo n) si è verificato che queste risultino inferiori ai massimi valori consentiti da normativa:

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c, deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_c < 0{,}60\ f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara) (4.1.40)

$\sigma_c < 0{,}45\ f_{ck}$ per combinazione quasi permanente. (4.1.41)

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, …) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima, σ_s, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_s < 0{,}8\ f_{yk}$ (4.1.42)

2.11 CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

Il calcolo delle sollecitazioni e deformazioni è eseguito con modelli fem implementando analisi di tipo elastico-lineare (CED.sdb). Per la modellazione è stato impiegato il software SAP2000 del quale il Progettista possiede regolare licenza d'uso. I risultati delle analisi sono stati verificati e validati impiegando, oltre a schemi statici manuali, fogli di calcolo Excel opportunamente validati.

È responsabilità del progettista il controllo e la validazione motivata dei risultati forniti dal software di calcolo. Tale controllo viene sempre eseguito a valle di ciascuna analisi confrontando ad esempio il valore dello sforzo di taglio alla base fornito in output dal software con quello calcolato a mano mediante formule semplici e controllabili.

L'affidabilità del software è inoltre garantita da numerosi esempi di riferimento "benchmark", svolti confrontando i risultati del software con soluzioni analitiche esatte o ottenute mediante metodi alternativi. L'accordo dei risultati è sempre ottimo, particolarmente nei modelli lineari e costituiti da elementi monodimensionali tipo "frame". Si può quindi asserire che il codice di calcolo, relativamente ai problemi strutturali oggetto della presente relazione è affidabile e fornisce risultati validati.

2.12 DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

In Tabella 2-19 vengono riportati i valori caratteristici dei parametri di resistenza al taglio delle unità di interesse.

	γ [kN/mc]	c' [kPa]	ϕ' [°]	c_u [kPa]
RILEVATO	20	0	35	0
Formazione DAG	20.0	0	36	0
FORMAZIONE PAT ALT	21.3	55	32	0
FORMAZIONE DAF	20.4	3.5	25	0

Tabella 2-19: Parametri caratteristici delle Unità Stratigrafiche di sedime e materiali di riempimento/rilevati.

3 PIASTRE, ANCORAGGIO E MONTANTI BARRIERE ACUSTICHE

Nel seguito si riporta il dimensionamento degli elementi che costituiscono il collegamento dei montanti delle barriere al cordolo in calcestruzzo.

Si individuano 2 tipologie di collegamento, l'accoppiamento con le fondazioni è riassunto in Tabella 3-1.

Tipologia fondazione	Altezza barriera [m]	Montante	Collegamento	Pressione vento [kPa]	Momento vento SLE [kNm]	Momento vento SLU [kNm]
A	4,20	HEA240	1	2,20	58,21	87,32
	3,20	HEA240	1	2,20	33,79	50,69
Su Viadotto Rastignano	4,20	HEB240	2	2,20	58,21	87,32
	5,20	HEB240	2	2,20	89,23	133,85

Tabella 3-1: Riassunto tipologie di collegamento barriera-fondazione.

Nella Tabella 3-2 vengono riportate le caratteristiche geometriche degli elementi di collegamento, successivamente si procede alla verifica di ciascuna tipologia di collegamento:

Tipologia collegamento	**Altezza barriera di calcolo [m]**	**Profilo montante**	**Piastra di base**	**Tirafondi**	**Lunghezza tirafondi [mm]**
1	4.2	HEA240	650x400x35	8M22, classe 8.8	950
2	5.2	HEB240	650x400x35	8M22, classe 8.8	315

Tabella 3-2: Geometria dei collegamenti.

3.1 CRITERI DI CALCOLO

I valori caratteristici delle azioni alla base del montante vengono determinati mediante uno schema statico a mensola attraverso le seguenti relazioni:

$$N_{b,k} = \sigma_{barr} \cdot i \cdot H_{barr} + \lambda_{mont} \cdot H_{barr} \qquad T_{b,k} = P_{vento} \cdot i \cdot H_{barr} \qquad M_{b,k} = 0.5 \cdot T_{b,k} \cdot H_{barr}$$

Dove

- i è l'interasse dei montanti;
- H_{barr} è l'altezza della barriera;
- P_{vento} è la pressione del vento sulla barriera;

- λ_{mont} è il peso del profilo del montante espresso in kN/ml;

- $\sigma_{barriera}$ è il peso del pannello barriera espresso in kN/m^2;

I valori di progetto delle azioni per le combinazioni considerate sono stati valutati attraverso le relazioni seguenti:

SLU (statica)	$N_{b,d} = \gamma_G \cdot N_{b,k}$	$\gamma_G = 1.3$
	$T_{b,d} = \gamma_Q \cdot T_{b,k}$	$\gamma_Q = 1.5$
	$M_{b,d} = \gamma_Q \cdot M_{b,k}$	$\gamma_Q = 1.5$
SLU (sisma +)	$N_{b,d} = (1 + k_v) \cdot N_{b,k}$	
	$T_{b,d} = \psi_{21} \cdot T_{b,k} + N_{b,k} \cdot k_h$	$\psi_{21} = 0$
	$M_{b,d} = \psi_{21} \cdot M_{b,k} + 0.5 \cdot T_{b,d} * H_{barr}$	$\psi_{21} = 0$
SLU (sisma -)	$N_{b,d} = (1 - k_v) \cdot N_{b,k}$	
	$T_{b,d} = \psi_{21} \cdot T_{b,k} + N_{b,k} \cdot k_h$	$\psi_{21} = 0$
	$M_{b,d} = \psi_{21} \cdot M_{b,k} + 0.5 \cdot T_{b,d} * H_{barr}$	$\psi_{21} = 0$
SLE (rara)	$N_{b,d} = N_{b,k}$	
	$T_{b,d} = T_{b,k}$	
	$M_{b,d} = M_{b,k}$	
SLE (frequente)	$N_{b,d} = N_{b,k}$	
	$T_{b,d} = \psi_{11} \cdot T_{b,k}$	$\psi_{11} = 0.2$
	$M_{b,d} = \psi_{11} \cdot M_{b,k}$	$\psi_{11} = 0.2$

Tabella 3-3: Combinazioni di carico adottate.

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche dei materiali e i coefficienti da adottare per a determinazione delle resistenze di verifica:

PARAMETRI MATERIALI			
Rck	35,00	Mpa	Resistenza cubica cls
f_{ck}	28,00	Mpa	Resistenza cilindrica cls
f_{cd}	15,87	Mpa	Resistenza di progetto cls
f_{cm}	36,00	Mpa	Resistenza cilindrica media cls
f_{ctm}	2,83	Mpa	Resistenza media a trazione cls
f_{ctk}	1,98	Mpa	Resistenza caratteristica a trazione cls
f_{bk}	2,98	Mpa	Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza cls
f_{bd}	1,98	Mpa	Resistenza tangenziale di progetto di aderenza cls
$f_{yk,1}$	275,00	Mpa	Resistenza a snerv. acc. S275, t≤16mm
$f_{yk,2}$	265,00	Mpa	Resistenza a snerv. acc. S275, 16<t≤40mm
f_{tk}	410,00	Mpa	Resistenza ultima acc. S275, 3<t≤100mm
$f_{yd,1}=f_{yk}/\gamma_{M0}$	261,90	MPa	Resistenza calcolo acc. S275 t≤16mm
$f_{yd,2}=f_{yk}/\gamma_{M0}$	252,38	MPa	Resistenza calcolo acc. S275 16<t≤40mm
f_{yb}	640,00	Mpa	Resistenza snerv. acciaio tirafondo cl. 8.8
f_{tb}	800,00	Mpa	Resistenza ultima acciaio tirafondo cl. 8.8
E_a	210000,00	MPa	Modulo elastico acciaio
γ_{M0}	1,05		Coefficiente resistenza
γ_{M1}	1,05		Coefficiente instabilità
γ_{M2}	1,25		Coefficiente res. sezioni con fori e unioni

Tabella 3-4: Caratteristiche e parametri dei materiali.

3.2 VERIFICHE COLLEGAMENTO TIPO 1

Le verifiche vengono condotte assumendo il valore massimo della pressione del vento individuata lungo il tracciato stradale P_{vento}=2,2 kPa; i valori caratteristici delle azioni alla base del montante sono riportati in Tabella 3-5.

VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PER SINGOLO MONTANTE			
H_b	4,20	m	Altezza barriera antirumore
$\sigma_{barriera}$	0,35	kN/m^2	Peso unitario barriera
P_{vento}	2,20	kPa	Pressione del vento sulla barriera
$\lambda_{montante}$	0,60	kN/ml	Peso lineare Montante (HEA240)
i	3,00	m	Interasse montanti
N_b	6,94	kN	Azione normale alla base barriera
V_b	27,72	kN	Azione tagliante alla base barriera
M_b	58,21	kN	Azione flettente alla base barriera
k_h	0,0860		Coefficiente sismico orizzontale
k_v	0,0430		Coefficiente sismico verticale

Tabella 3-5: Azioni caratteristiche sul montante.

In Tabella 3-6 viene riportato il calcolo dei valori di progetto per le varie combinazioni considerate in base ai criteri di calcolo specificati al paragrafo 3.1.

COMBINAZIONE	$N_{b,d}$ [kN]	$V_{b,d}$ [kN]	$M_{b,d}$ [kNm]
SLU (statica)	9,03	41,58	87,32
SLU (sisma +)	7,24	0,60	1,25
SLU (sisma +)	6,64	0,60	1,25
SLE (rara)	6,94	27,72	58,21
SLE (frequente)	6,94	5,54	11,64

Tabella 3-6: Azioni di progetto.

3.2.1 *VERIFICHE SLE*

3.2.1.1 Verifica di deformabilità del montante

Per la verifica di deformabilità dei montanti metallici che sostengono la pannellatura delle barriere si fa riferimento alla combinazione SLE rara e si considera il montante come una mensola soggetta ad un carico uniformemente distribuito q pari a:

$$q = i \cdot P_{vento} = 3 \cdot 2.2 = 6.6 kN/ml$$

dove i è l'interasse dei montanti, pari a 3 m.
La formula utilizzata per il calcolo del massimo spostamento in testa è la seguente:

$$f_{max} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q \cdot H^4}{E \cdot I_y}$$

VERIFICA DI DEFORMABILITA' DEL MONTANTE						
$H_{barriera}$ [m]	Montante	I_y [cm^4]	q [kN/m]	f_{max} [cm]		f_{amm} [cm]
4,20	HEA240	7763,00	6,60	1,57	< H/150 =	2,80

Tabella 3-7: Verifica di deformabilità del montante.

dove con H si intende l'altezza libera di inflessione del montante considerato, ovvero la distanza fra la piastra di base e la sommità del profilo metallico. La verifica risulta dunque soddisfatta.

3.2.1.2 Verifica tensionale

Si verifica la sezione di contatto piastra di base del montante-cordolo in calcestruzzo di fondazione.
Si considera una sezione presso inflessa di larghezza L=650 mm e altezza H=400 mm, soggetta ad uno sforzo N=6,94 kN ed un momento M=58,21 kNm; l'armatura tesa è rappresentata da 4 tirafondi M22 (A_{res}=303 mm^2; $A_{s,tot}$=4*A_{res}).

AZIONI SOLLECITANTI SLE (RARA) PER VERIFICHE TENSIONALI			
N	6,94	kN	Azione assiale (+ di compressione)
M	58,21	kNm	Momento flettente (+ tende fibre inferiori)
e	8,38	m	Eccentricità
Lo stato di sollecitazione è: Presso-Flessione Semplice			
PROPRIETA' GEOMETRICHE DELLA SEZIONE			
B	0,65	m	Larghezza della sezione
H	0,40	m	Altezza della sezione
A_s	303,00	mm^2	Area singolo tirafondo (M22)
n_t	4		Numero tirafondi per fila
$A_{s,tot}$	1212,00	mm^2	Area totale tirafondi tesi
$A'_{s,tot}$	0,00	mm^2	Area totale tirafondi compressi
d	0,350	m	Distanza $A_{s,tot}$ bordo sup compresso sezione
d'	0,050	m	Distanza $A'_{s,tot}$ bordo sup compresso sezione

Tabella 3-8: Riassunto sollecitazioni di verifica agli SLE Rara e geometria sezione resistente alla base della piastra.

Dal momento che l'eccentricità e=M/N=8,38 m risulta maggiore di H/6, la sezione risulta parzializzata.
Nel seguito si riporta la verifica col metodo n della sezione, in cui sono rappresentate le tensioni effettive agenti di compressione sul calcestruzzo del cordolo e di trazione sui tirafondi (4 M22):

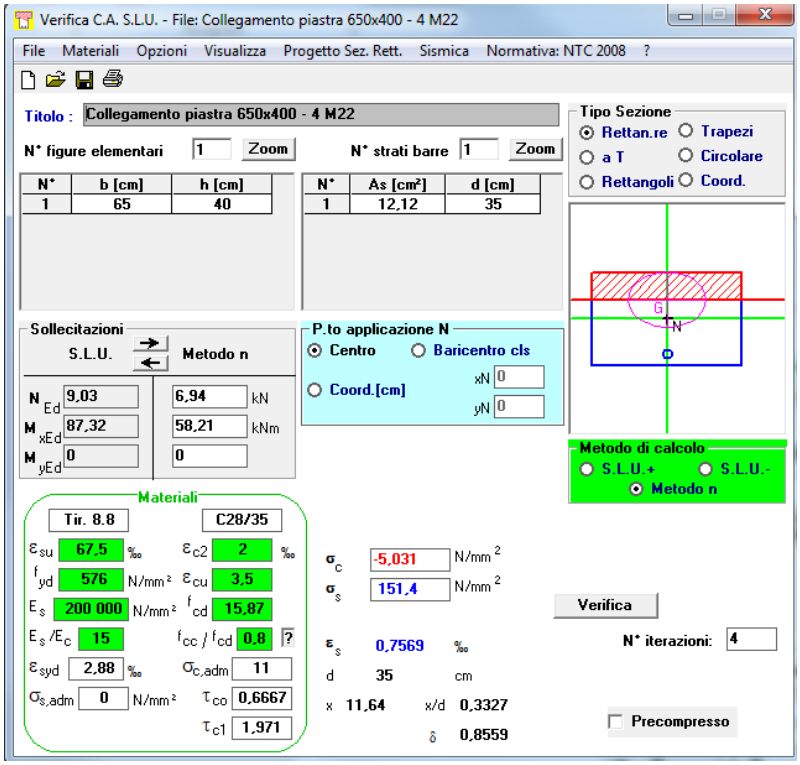


Tabella 3-9: Verifica n della sezione in cls del cordolo alla base della piastra.

Nella tabella seguente si riportano le tensioni agenti rispettivamente nel cls compresso del cordolo alla base della piastra del montante e nei tirafondi tesi, unitamente all'asse neutro:

PRESSIONI DI CONTATTO - RISULTATI AGLI SLE - METODO n			
σ_c	5,10	Mpa	Tensione cls
σ_s	151,40	Mpa	Tensione acciaio
x	11,64	cm	Distanza asse neutro-lembo compresso
T	183,50	kN	Trazione totale sui tirafondi

Tabella 3-10: Riassunto tensioni agenti sulla sezione di cls del cordolo alla base della piastra.

Nel seguito si riporta la verifica tensionale lato calcestruzzo e lato acciaio per la combinazione rara.

VERIFICA TENSIONALE SLE RARA			
$\sigma_{c,max}$	10,20	Mpa	Tensione limite cls = $0,6*f_{ck}$
$\sigma_{s,max}$	512,00	Mpa	Tensione limite acciaio = $0,8*f_{yb}$
$\sigma_c/\sigma_{c,max}$	0,50		≤1-> verifica soddisfatta
$\sigma_s/\sigma_{s,max}$	0,30		≤1-> verifica soddisfatta

Tabella 3-11: Riassunto tensioni agenti sulla sezione di cls del cordolo alla base della piastra.

3.2.2 *VERIFICHE SLU*

Per le verifiche allo stato limite ultimo si farà riferimento alla combinazione SLU (statica) risultando la più gravosa. Le azioni di progetto ricavate al paragrafo precedente sullo schema a mensola all'attacco della barriera con la fondazione vengono di seguito riepilogate:

AZIONI SOLLECITANTI SLU PER VERIFICHE DI RESISTENZA			
N	9,03	kN	Azione assiale (+ di compressione)
M	87,32	kNm	Momento flettente attorno asse y
V	41,58	kN	Taglio lungo l'asse z

Tabella 3-12: Riassunto sollecitazioni di verifica agli SLU.

3.2.2.1 Verifica di resistenza alla base del montante

Le caratteristiche geometriche ed inerziali della sezione del profilato impiegato per il montante sono riportate nella tabella seguente:

PROFILO	HEA240			
A	76,84	cm^2	Area della sezione resistente	
t_w	0,75	cm	Spessore dell'anima	
t_f	1,2	cm	Spessore delle ali	
r	2,1	cm	Raggio di raccordo anima-ali	
h	23	cm	Altezza del profilo	
b	24	cm	Larghezza del profilo	
A_{ty}	25,18	cm^2	Area resistente a taglio (lungo anima)	
I_y	7763	cm^4	Momento d'inerzia y-y	
I_z	2769	cm^4	Momento d'inerzia z-z	
$W_{el,y}$	675,1	cm^3	Modulo di resistenza elastico y-y	
$W_{el,z}$	230,7	cm^3	Modulo di resistenza elastico z-z	
$W_{pl,y}$	744,6	cm^3	Modulo di resistenza plastico y-y	
$W_{pl,z}$	351,7	cm^3	Modulo di resistenza plastico z-z	
i_y	10,05	cm	Raggio d'inerzia y-y	
i_z	6	cm	Raggio d'inerzia z-z	

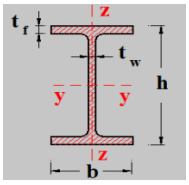


Tabella 3-13: Caratteristiche del montante.

Nel seguito si riportano le verifiche ad instabilità e di resistenza a presso-flessione retta e taglio per il montante:

VERIFICA SLU DEL MONTANTE			
$V_{c,Rd}$	380,75	kN	Resistenza a taglio profilo
n	0,0045		Coefficiente
n_{Aty}	0,0056		Coefficiente, A_{ty} ridotto
ρ	0,61		Coefficiente riduttivo flessione-taglio
a	0,2504		Coefficiente
$N_{pl,Rd}$	2012,48	kN	Resistenza a compressione/trazione profilo
$N_{pl,Rd,Aty}$	1609,62	kN	Resistenza a com/traz profilo, A_{ty} ridotto
$M_{pl,y,Rd}$	195,01	kNm	Resistenza a flessione retta profilo
$M_{N,y,Rd}$	195,01	kNm	Resistenza a presso-flessione profilo
$M_{N,y,Rd,Aty}$	195,01	kNm	Resistenza a presso-fles profilo, A_{ty} ridotto
$M/M_{N,y,Rd}$	0,45		≤1-> verifica resistenza M-N soddisfatta
$V/V_{c,Rd}$	0,11		≤1-> verifica taglio soddisfatta

Tabella 3-14: Verifiche di resistenza del montante agli SLU.

Calcul de la résistance au flambement (EC 1993-1-1:2005 #6.3.1)

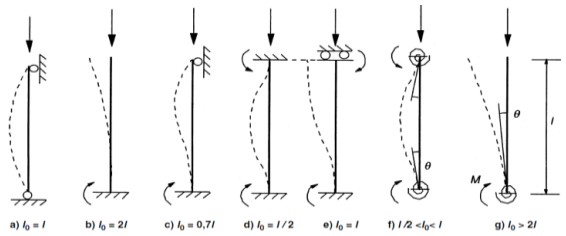


Figure 5.7 : Exemples de modes de flambement et longueurs efficaces correspondantes dans le cas d'éléments isolés

	Axe y			Axe z		
$l_{0,y}/l$=	2,0		$l_{0,z}/l$=	2,0		
$l_{0,y}$=	12,00	m	$l_{0,z}$=	12,00	m	longueur effective de flambement
$N_{cr,y}$=	1117,3	kN	$N_{cr,z}$=	398,5	kN	Charge critique de flambement
$\underline{\lambda}_y$=	1,3752	-	$\underline{\lambda}_z$=	2,3026	-	Elancement reduit
α_y=	0,34		α_z=	0,34	-	Facteur d'imperfection (tableau 6.1)
Φ_y=	1,6454	-	Φ_z=	3,5084	-	
χ_y=	0,3923	-	χ_z=	0,1625	-	Coefficient de réduction
$N_{by,Rd}$=	**789,6**	**kN**	**$N_{bz,Rd}$=**	**326,9**	**kN**	

Calcul du moment de résistance au déversement (EC 1993-1-1:2005 #6.3.2)			
M_{cr}=	513,89	kNm	Moment critique
$M_{cr,min}$=	289,30	kNm	Moment critique minimale
$\underline{\lambda}_0$=	0,8413	-	Élancement maximale pour le déversement
$\underline{\lambda}_{LT}$=	0,6312	-	Élancement réduit pour le déversement
$\underline{\lambda}_{LT,0}$=	0,3043	-	
α_{LT}=	0,3168	-	Facteur d'imperfection selon NA Clause 6.3.2.3 (1)
β=	1,0		
Φ_{LT}=	0,7510	-	
χ_{LT}=	0,8636	-	Coeffcient de réduction spécifique déversement
k_c=	0,75	-	Facteur de correction selon Tableau 6.6
f=	0,8830		
$\chi_{LT,mod}$=	0,9780	-	Coeffcient de réduction spécifique déversement
$M_{b,Rd}$=	**190,7**	**kNm**	**Moment de résistance au déversement**

Sollicitations de l'élément			
N_{Ed}=	9,03	kN	Effort normal (compression positive)
$M_{y,Ed}$=	87,32	kNm	Moment fléchissant selon l'axe y
$M_{z,Ed}$=	0,00	kNm	Moment fléchissant selon l'axe z

Valeur caractéristique de résistance à la flexion et à la compression		
N_{Rk}=	2113,1	kN
$M_{y,Rk}$=	204,8	kNm
$M_{z,Rk}$=	96,7	kNm

Vérification

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy}\frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz}\frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \le 1$$

$$\frac{9{,}03\ \text{kN}}{0{,}392 \times 2113{,}1\ \text{kN} / 1{,}05} + 0{,}988 \times \frac{87{,}32\ \text{kNm}}{0{,}863 \times 204{,}8} + 0{,}77 \times \frac{0\ \text{kNm}}{96{,}7\ \text{kNm} / 1{,}05} = \mathbf{0{,}524}$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy}\frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz}\frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \le 1$$

$$\frac{9{,}03\ \text{kN}}{0{,}162 \times 2113{,}1\ \text{kN} / 1{,}05} + 0{,}509 \times \frac{87{,}32\ \text{kNm}}{0{,}863 \times 204{,}8} + 1{,}032 \times \frac{0\ \text{kNm}}{96{,}7\ \text{kNm} / 1{,}05} = \mathbf{0{,}292}$$

Tabella 3-15: Verifiche di instabilità del montante agli SLU.

3.2.2.2 Verifica saldature montante – nervature – piastra di base

Si adottano saldature a cordone d'angolo dello spessore di 12 mm, pertanto l'altezza della sezione di gola vale 12/radq(2)=8,4 mm; nella Tabella 3-16 si procede alla relativa verifica sotto le sollecitazioni SLU riferite alla base della colonna:

VERIFICA DELLE SALDATURE			
N	9,03	kN	Azione assiale (+ di compressione)
M	87,32	kNm	Momento flettente attorno asse y
V	41,58	kN	Taglio lungo l'asse z
a	8,40	mm	Sezione di gola
t_w	7,50	mm	Spessore dell'anima
t_f	12,00	mm	Spessore delle ali
h	230,00	mm	Altezza del profilo
b	240,00	mm	Larghezza del profilo
r	21,00	mm	Raggio di raccordo anima-ali
h'	82,00	mm	$h/2-t_f-r$
b'	95,25	mm	$0,5x(b-t_w)-r$
CONTRIBUTO DELLE SALDATURE DEL MONTANTE			
I_y	93161240,26	mm^4	Momento d'inerzia della saldatura
A_{sald}	9987,60	mm^2	Area della saldatura totale
$A_{sald,\parallel anima}$	2755,20	mm^2	Area della saldatura $\parallel$ all'anima
$A_{sald,\perp anima}$	7232,40	mm^2	Area della saldatura $\perp$ all'anima
CONTRIBUTO DELLE SALDATURE DEGLI IRRIGIDIMENTI PARALLELI ALL'ANIMA			
h''	45,00	mm	Lunghezza irrigidimento
n_{irr}	4		Numero irrigidimenti totali
I_y	0,00	mm^4	Momento d'inerzia della saldatura
A_{sald}	0,00	mm^2	Area della saldatura totale
$A_{sald,\parallel anima}$	0,00	mm^2	Area della saldatura $\parallel$ all'anima
$A_{sald,\perp anima}$	0,00	mm^2	Area della saldatura $\perp$ all'anima
CONTRIBUTO DELLE SALDATURE DEGLI IRRIGIDIMENTI ORTOGONALI ALL'ANIMA			
b''	165,00	mm	Lunghezza irrigidimento
n_{irr}	4		Numero irrigidimenti totali
I_y	132890123,52	mm^4	Momento d'inerzia della saldatura
A_{sald}	11088,00	mm^2	Area della saldatura totale
$A_{sald,\parallel anima}$	0,00	mm^2	Area della saldatura a taglio $\parallel$ all'anima
$A_{sald,\perp anima}$	11088,00	mm^2	Area della saldatura a taglio $\perp$ all'anima

SOMMA CONTRIBUTI			
I_y	226051363,78	mm^4	Momento d'inerzia della saldatura
A_{sald}	21075,60	mm^2	Area della saldatura totale
$A_{sald,\parallel anima}$	2755,20	mm^2	Area della saldatura ∥ all'anima
$A_{sald,\perp anima}$	18320,40	mm^2	Area della saldatura ⊥ all'anima
W_y	2260513,64	mm^3	Modulo di resistenza della saldatura
$\sigma_\perp$	39,06	Mpa	Tensione normale all'asse del cordone
$\tau_\parallel$	15,09	Mpa	Tensione tangenziale ∥ all'asse del cordone
$\tau_\perp$	2,27	Mpa	Tensione tangenziale ⊥ all'asse del cordone
f_{yk}	265,00	Mpa	Resistenza calcolo acc. S275, 16<t≤40mm
β_1*f_{yk}	185,5	Mpa	β_1=0,7 (S275, 16<t≤40mm)
β_2*f_{yk}	225,25	Mpa	β_2=0,85 (S275, 16<t≤40mm)
σ_{id}	41,93	Mpa	≤β_1*f_{yk} -> verifica soddisfatta
$\lvert\sigma_\perp\rvert+\lvert\tau_\perp\rvert$	41,33	Mpa	≤β_2*f_{yk} -> verifica soddisfatta

Tabella 3-16: Verifica SLU saldature.

3.2.2.3 Verifica della sezione di contatto piastra di base-cordolo

Si considera una sezione presso inflessa di larghezza L=650 mm e altezza H=400 mm, soggetta ad uno sforzo N=9,03 kN ed un momento M=87,32 kNm; l'armatura in zona tesa è rappresentata da 4 tirafondi M22 (A_{res}=303 mm^2; $A_{s,tot}$=4*A_{res}).

AZIONI SOLLECITANTI SLU PER VERIFICHE DI RESISTENZA			
N	9,03	kN	Azione assiale (+ di compressione)
M	87,32	kNm	Momento flettente (+ tende fibre inferiori)
e	9,67	m	Eccentricità
Lo stato di sollecitazione è: Presso-Flessione Semplice			
PROPRIETA' GEOMETRICHE DELLA SEZIONE			
B	0,65	m	Larghezza della sezione
H	0,40	m	Altezza della sezione
A_s	303,00	mm^2	Area singolo tirafondo (M22)
n_t	4		Numero tirafondi per fila
$A_{s,tot}$	1212,00	mm^2	Area totale tirafondi tesi
$A'_{s,tot}$	0,00	mm^2	Area totale tirafondi compressi
d	0,350	m	Distanza $A_{s,tot}$ bordo sup compresso sezione
d'	0,050	m	Distanza $A'_{s,tot}$ bordo sup compresso sezione

Tabella 3-17: Riassunto sollecitazioni di verifica agli SLU e geometria sezione resistente alla base della piastra.

Dal momento che l'eccentricità e=M/N=9,67 m risulta maggiore di H/6, la sezione risulta parzializzata.
Nel seguito si riporta la verifica di presso flessione della sezione di cls alla base della piastra del montante, armata con 4 M22:

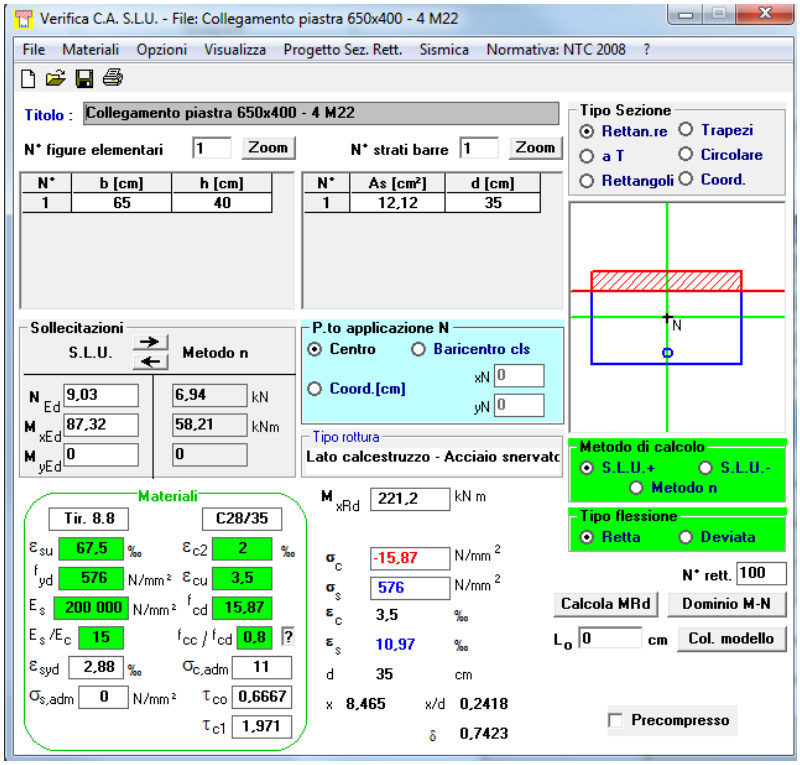


Tabella 3-18: Verifica M-N della sezione in cls del cordolo alla base della piastra.

La verifica risulta soddisfatta in quanto M_{rd}=221,2 kNm>M_{sd}=87,32 kNm.
Nella tabella seguente si riportano le tensioni agenti rispettivamente nel cls compresso del cordolo alla base della piastra del montante e nei tirafondi tesi, unitamente all'asse neutro:

PRESSIONI DI CONTATTO - RISULTATI AGLI SLU			
σ_c	15,87	Mpa	Tensione cls (per SLU=f_{cd})
σ_s	576,00	Mpa	Tensione acciaio (per SLU=(0,9*f_{tb})/1,25)
x	8,47	cm	Distanza asse neutro-lembo compresso
T	698,11	kN	Trazione totale sui tirafondi

Tabella 3-19: Riassunto tensioni agenti sulla sezione di cls del cordolo alla base della piastra.

3.2.2.4 Verifica della piastra di base

La verifica della piastra di base viene condotta considerando uno schema a mensola incastrata in corrispondenza dell'ala del montante lato zona tesa e zona compressa, soggetta, rispettivamente, alla reazione di trazione complessiva (T) agente sui tirafondi ed al carico

uniformemente distribuito (q_c) generato dalle tensioni di compressione della reazione del cls del cordolo. I calcoli vengono riportati in Tabella 3-20.

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA PIASTRA DI BASE			
L_{pt}=B	650,00	mm	Larghezza piastra di base
s_p	35,00	mm	Spessore piastra di base
d_1	35,00	mm	Distanza asse tirafondi-filo montante
d_2	85,00	mm	Distanza filo montante-bordo compresso
$W_{pl,p}$	199062,50	mm^3	Modulo di resistenza plastico della piastra
$M_{rd,p}$	50,24	kNm	Momento resistente della piastra
$M_{rd,p,Av,t}$	33,41	kNm	Momento resistente piatra, A_v ridotto (traz)
$M_{rd,p,Av,c}$	39,00	kNm	Momento resistente piatra, A_v ridotto (com)
A_v	22750,00	mm^2	Area a taglio piastra
$V_{rd,pt}$	3314,95	kN	Taglio resistente piastra
ρ_t	0,34		Coefficiente riduttivo flessione-taglio (traz)
ρ_c	0,22		Coefficiente riduttivo flessione-taglio (com)
LATO ZONA TESA			
$T=V_t$	698,11	kN	Trazione totale tirafondi = Taglio piastra
M_t	24,43	kNm	Momento sollecitante
$M_t/M_{rd,pt}$	0,49		≤1-> verifica flessione soddisfatta
$V_t/V_{rd,pt}$	0,21		≤1-> verifica taglio soddisfatta
LATO ZONA COMPRESSA			
σ_c	15,87	Mpa	Tensione cls (per SLU=f_{cd})
q_c	10313,33	N/mm	Distanza asse tirafondi-filo montante
V_c	873,54	kN	Taglio sollecitante
M_c	37,26	kNm	Momento sollecitante
$M_c/M_{rd,pc}$	0,74		≤1-> verifica flessione soddisfatta
$V_c/V_{rd,pc}$	0,26		≤1-> verifica taglio soddisfatta

Tabella 3-20: Verifica SLU piastra di base.

3.2.2.5 Verifica delle nervature

In direzione parallela all'anima del montante si prevedono 4 nervature dello spessore di 12 mm, altezza 280 mm prolungate fino ad una distanza di 10 mm dal bordo della piastra di base, esse vengono verificate considerando uno schema di mensola incastrata in corrispondenza del filo del montante (la sezione resistente è un pi-greco rovesciato) soggetta al tiro (T) della fila di 4 bulloni M22 classe 8.8 dal lato dei bulloni tesi ed al carico uniformemente distribuito (q_c) generato dalle tensioni di compressione della reazione del cls, agenti alla sommità del cordolo in calcestruzzo su cui è ancorata la piastra di base. I calcoli vengono riportati in Tabella 3-21.

VERIFICA DELLE NERVATURE DI IRRIGIDIMENTO PARALLELE ALL'ANIMA			
d_1	35,00	mm	Distanza asse tirafondi-filo montante
d_2	85,00	mm	Distanza filo montante-bordo compresso
s_{irr}	12,00	mm	Spessore irrigidimento
h_{irr}	280,00	mm	Altezza irrigidimento
n_{irr}	2		Numero irrigidimenti per lato
L_p=B	650,00	mm	Larghezza piastra di base
s_p	35,00	mm	Spessore piastra di base
h_{comp}	315,00	mm	Altezza sezione composta
A_{comp}	29470,00	mm^2	Area sezione composta
A_v	6720,00	mm^2	Area a taglio (irrigidimenti)
S_p	1574125,00	mm^3	Momento statico rispetto base piastra
X_G	53,41	mm	Distanza baricentro sez composta-base piastra
J_G	174912500,35	mm^4	Momento d'inerzia baricentrico
$J_{G,Av}$	143246004,67	mm^4	Momento d'inerzia baricentrico, A_v ridotto
W_{sup}	668662,80	mm^3	Modulo di resistenza superiore
$W_{sup,Av}$	547606,80	mm^3	Modulo di resistenza superiore, A_v ridotto
W_{inf}	3274626,47	mm^3	Modulo di resistenza inferiore
$W_{inf,Av}$	2093,41	mm^3	Modulo di resistenza inferiore, A_v ridotto
$M_{rd,sup}$	175,13	kNm	Momento resistente superiore
$M_{rd,sup,Av}$	155,06	kNm	Momento resistente superiore, A_v ridotto
$M_{rd,inf}$	857,64	kNm	Momento resistente inferiore
$M_{rd,inf,Av}$	857,56	kNm	Momento resistente inferiore, A_v ridotto
$M_{rd,irr}$	175,13	kNm	Momento resistente irrigidimento
$M_{rd,irr,Av}$	155,06	kNm	Momento resistente irr, A_v ridotto
$V_{rd,irr}$	1016,14	kN	Taglio resistente irrigidimento
ρ	0,14		Coefficiente riduttivo flessione-taglio
LATO ZONA TESA			
$T=V_{irr,t}$	698,11	kN	Trazione totale tirafondi = Taglio piastra
$M_{irr,t}$	24,43	kNm	Momento sollecitante
$M_{irr,t}/M_{Rd,irr,t}$	0,16		≤1-> verifica flessione soddisfatta
$V_{irr,t}/V_{Rd,irr,t}$	0,69		≤1-> verifica taglio soddisfatta
LATO ZONA COMPRESSA			
σ_c	15,87	Mpa	Tensione cls (per SLU=f_{cd})
q_c	10313,33	N/mm	Distanza asse tirafondi-filo montante
$V_{irr,c}$	873,54	kN	Taglio massimo
$M_{irr,c}$	37,26	kNm	Momento massimo
$M_{irr,c}/M_{Rd,irr,c}$	0,24		≤1-> verifica flessione soddisfatta
$V_{irr,c}/V_{Rd,irr,c}$	0,86		≤1-> verifica taglio soddisfatta

Tabella 3-21: Verifica SLU nervature parallele all'anima.

3.2.2.6 Verifica dei bulloni della piastra di base

I tirafondi vengono verificati considerando agenti contemporaneamente una tensione tangenziale pari al rapporto tra il taglio di progetto ed il numero di tirafondi complessivamente adottati ed una tensione normale pari al rapporto tra il tiro della fila di tirafondi tesi ed il numero di tirafondi per fila. Viene inoltre completata la verifica della piastra di base attraverso il controllo della tensione di rifollamento. I calcoli vengono riportati in Tabella 3-22 e Tabella 3-23.

VERIFICA TIRAFONDI			
T	698,11	kN	Trazione totale tirafondi
n_f	2		Numero file tirafondi
n_t	4		Numero tirafondi per fila
F_t	174,53	kN	Trazione sul singolo tirafondo
$F_{V,b}$	41,58	kN	Taglio alla base della barriera
$F_{V,t}$	5,20	kN	Taglio sul singolo tirafondo
$F_{t,Rd}$	174,53	mm	Resistenza a trazione del tirafondo
$F_{V,Rd}$	116,35	mm	Resistenza a taglio del tirafondo
$F_t/F_{t,Rd}$	1,00		≤1-> verifica soddisfatta
$F_{V,t}/F_{V,Rd} + F_t/(1,4*F_{t,Rd})$	0,76		≤1-> verifica taglio-trazione soddisfatta

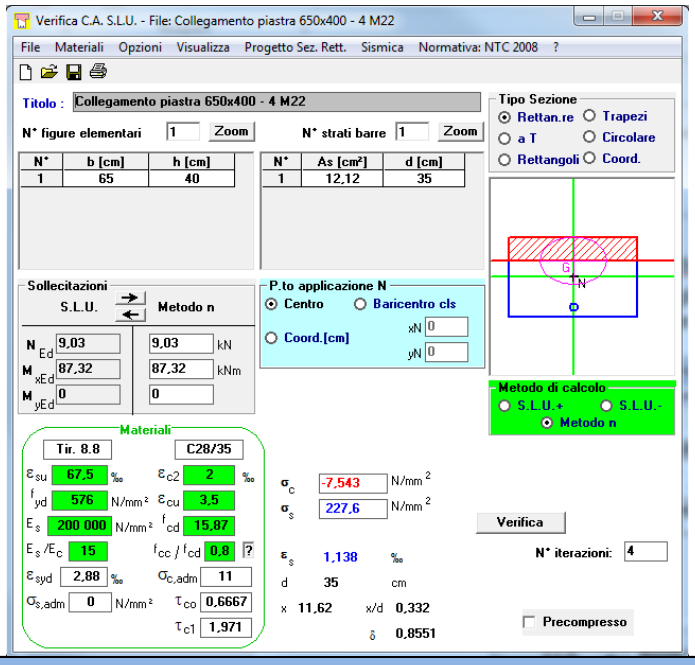
Tabella 3-22: Verifica SLU tirafondi.

VERIFICA RIFOLLAMENTO PIASTRA			
F_t	174,53	kN	Trazione sul singolo tirafondo
d	22,00	mm	Diametro nominale gambo del tirafondo
d_0	24,00	mm	Diametro del foro
s_p	35,00	mm	Spessore piastra di base
α	0,69		Bulloni di bordo, direzione ∥ carico esterno
k	2,50		Bulloni di bordo, direzione ⊥ carico esterno
$F_{b,Rd}$	438,47	kN	Resistenza a rifollamento
$F_t/F_{b,Rd}$	0,40		≤1-> verifica rifollamento soddisfatta

Tabella 3-23: Verifica SLU rifollamento piastra di base.

3.2.2.7 Verifica ancoraggio dei tirafondi

Lo sforzo nel singolo tirafondo agli SLU viene calcolato adottando il metodo n, secondo lo schema in figura seguente, e vale F_t = 227,6*303,0/1000=68,96 kN.



PRESSIONI DI CONTATTO - RISULTATI AGLI SLU - METODO n			
σ_c	7,60	Mpa	Tensione cls (per SLU=f_{cd})
σ_s	227,60	Mpa	Tensione acciaio (per SLU=(0,9*f_{tb})/1,25)
x	11,62	cm	Distanza asse neutro-lembo compresso
T	68,96	kN	Trazione sul singolo tirafondo

Tabella 3-24: Tensioni col metodo n agli SLU della sezione in cls del cordolo alla base della piastra.

Si prescrive che i tirafondi vengano serrati per una forza (N_s*) pari a circa il 60% del valore massimo della forza di serraggio (N_s) per viti di classe 8.8.
L'analisi viene condotta considerando la condizione peggiore fra quella che si sviluppa a seguito del serraggio e quella corrispondente alla parzializzazione della sezione.
L'ancoraggio è ottenuto contando sull'aderenza superficiale, assumendo i valori indicati dalle NTC2008 al punto 4.1.2.1.1.4. Per calcestruzzo C28/35 si ha f_{bd} = 2,08 Mpa.
Nella tabella seguente si riporta il calcolo della lunghezza di ancoraggio, calcolata con la seguente formula:
$L_d = \max (N_s^*; F_b) / (\pi \phi f_{bd})$

VERIFICA ANCORAGGIO DEI TIRAFONDI			
$F_{k,N}$	576,00	Mpa	Resistenza caratteristica a trazione
N_s	175,10	kN	Valore massimo della forza di serraggio
N_s*	105,06	kN	60% forza di serraggio massima
F_t	86,49	kN	Trazione sul singolo tirafondo
$F_{verifica}$	105,06	kN	Forza di verifica del tirafondo
L_d	729,52	mm	Lunghezza di ancoraggio minima

Tabella 3-25: Verifica di ancoraggio dei tirafondi.

Si assume pertanto L_{M22} = 950 mm.

3.3 VERIFICHE COLLEGAMENTO TIPO 2

Le verifiche vengono condotte assumendo il valore massimo della pressione del vento individuata lungo il tracciato stradale P_{vento}=2,2 kPa; i valori caratteristici delle azioni alla base del montante sono riportati in Tabella 3-26.

VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PER SINGOLO MONTANTE			
H_b	5,20	m	Altezza barriera antirumore
$\sigma_{barriera}$	0,35	kN/m^2	Peso unitario barriera
P_{vento}	2,20	kPa	Pressione del vento sulla barriera
$\lambda_{montante}$	0,60	kN/ml	Peso lineare Montante (HEA240)
i	3,00	m	Interasse montanti
N_b	8,60	kN	Azione normale alla base barriera
V_b	34,32	kN	Azione tagliante alla base barriera
M_b	89,23	kN	Azione flettente alla base barriera
k_h	0,0860		Coefficiente sismico orizzontale
k_v	0,0430		Coefficiente sismico verticale

Tabella 3-26: Azioni caratteristiche sul montante.

In Tabella 3-27 viene riportato il calcolo dei valori di progetto per le varie combinazioni considerate in base ai criteri di calcolo specificati al paragrafo 3.1.

COMBINAZIONE	$N_{b,d}$ [kN]	$V_{b,d}$ [kN]	$M_{b,d}$ [kNm]
SLU (statica)	11,17	51,48	133,85
SLU (sisma +)	8,97	0,74	1,92
SLU (sisma +)	8,23	0,74	1,92
SLE (rara)	8,60	34,32	89,23
SLE (frequente)	8,60	6,86	17,85

Tabella 3-27: Azioni di progetto.

3.3.1 *VERIFICHE SLE*

3.3.1.1 Verifica di deformabilità del montante

Per la verifica di deformabilità dei montanti metallici che sostengono la pannellatura delle barriere si fa riferimento alla combinazione SLE rara e si considera il montante come una mensola soggetta ad un carico uniformemente distribuito q pari a:

$$q = i \cdot P_{vento} = 3 \cdot 2.2 = 6.6 kN/ml$$

dove i è l'interasse dei montanti, pari a 3 m.

La formula utilizzata per il calcolo del massimo spostamento in testa è la seguente:

$$f_{\max} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q \cdot H^4}{E \cdot I_y}$$

VERIFICA DI DEFORMABILITA' DEL MONTANTE						
$H_{barriera}$ [m]	Montante	I_y [cm^4]	q [kN/m]	f_{max} [cm]		f_{amm} [cm]
5,20	HEB240	11260,00	6,60	2,55	< H/150 =	3,47

Tabella 3-28: Verifica di deformabilità del montante.

dove con H si intende l'altezza libera di inflessione del montante considerato, ovvero la distanza fra la piastra di base e la sommità del profilo metallico. La verifica risulta dunque soddisfatta.

3.3.1.2 Verifica tensionale

Si verifica la sezione di contatto piastra di base del montante-cordolo in calcestruzzo di fondazione.
Si considera una sezione presso inflessa di larghezza L=400 mm e altezza H=350 mm, soggetta ad uno sforzo N=5,64 kN ed un momento M=42,0 kNm; l'armatura in zona tesa è rappresentata da 2 tirafondi M20 (A_{res}=245 mm^2; $A_{s,tot}$=2*A_{res}).

AZIONI SOLLECITANTI SLE (RARA) PER VERIFICHE TENSIONALI			
N	5,64	kN	Azione assiale (+ di compressione)
M	42,00	kNm	Momento flettente (+ tende fibre inferiori)
e	7,45	m	Eccentricità
Lo stato di sollecitazione è: Presso-Flessione Semplice			
PROPRIETA' GEOMETRICHE DELLA SEZIONE			
B	0,40	m	Larghezza della sezione
H	0,35	m	Altezza della sezione
A_s	245,00	mm^2	Area singolo tirafondo (M20)
n_t	2		Numero tirafondi per fila
$A_{s,tot}$	490,00	mm^2	Area totale tirafondi tesi
$A'_{s,tot}$	0,00	mm^2	Area totale tirafondi compressi
d	0,291	m	Distanza $A_{s,tot}$ bordo sup compresso sezione
d'	0,060	m	Distanza $A'_{s,tot}$ bordo sup compresso sezione

Tabella 3-29: Riassunto sollecitazioni di verifica agli SLE Rara e geometria sezione resistente alla base della piastra.

Dal momento che l'eccentricità e=M/N=7,45 m risulta maggiore di H/6, la sezione risulta parzializzata.
Nel seguito si riporta la verifica col metodo n della sezione, in cui sono rappresentate le tensioni effettive agenti di compressione sul calcestruzzo e di trazione sui tirafondi:

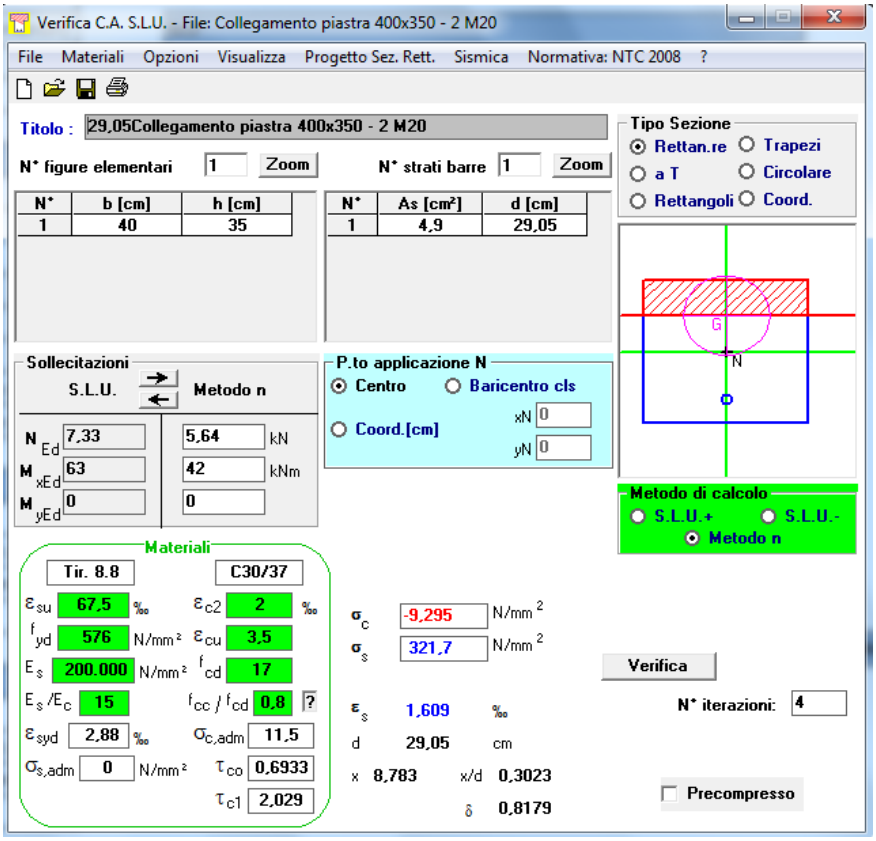


Tabella 3-30: Verifica n della sezione in cls del cordolo alla base della piastra.

Nella tabella seguente si riportano le tensioni agenti rispettivamente nel cls compresso del cordolo alla base della piastra del montante e nei tirafondi tesi, unitamente all'asse neutro:

PRESSIONI DI CONTATTO - RISULTATI AGLI SLE - METODO n			
σ_c	9,30	Mpa	Tensione cls
σ_s	321,70	Mpa	Tensione acciaio
x	8,78	cm	Distanza asse neutro-lembo compresso
T	157,63	kN	Trazione totale sui tirafondi

Tabella 3-31: Riassunto tensioni agenti sulla sezione di cls del cordolo alla base della piastra.

Nel seguito si riporta la verifica tensionale lato calcestruzzo e lato acciaio per la combinazione rara.

VERIFICA TENSIONALE SLE RARA			
$\sigma_{c,max}$	10,54	Mpa	Tensione limite cls = $0,6*f_{ck}$
$\sigma_{s,max}$	512,00	Mpa	Tensione limite acciaio = $0,8*f_{yb}$
$\sigma_c/\sigma_{c,max}$	0,88		≤1-> verifica soddisfatta
$\sigma_s/\sigma_{s,max}$	0,63		≤1-> verifica soddisfatta

Tabella 3-32: Riassunto tensioni agenti sulla sezione di cls del cordolo alla base della piastra.

3.3.2 *VERIFICHE SLU*

Per le verifiche allo stato limite ultimo si farà riferimento alla combinazione SLU (statica) risultando la più gravosa. Le azioni di progetto ricavate al paragrafo precedente sullo schema a mensola, all'altezza dell'attacco della barriera con la fondazione vengono di seguito riepilogate:

AZIONI SOLLECITANTI SLU PER VERIFICHE DI RESISTENZA			
N	11,17	kN	Azione assiale (+ di compressione)
M	133,85	kNm	Momento flettente attorno asse y
V	51,48	kN	Taglio lungo l'asse z

Tabella 3-33: Riassunto sollecitazioni di verifica agli SLU.

3.3.2.1 Verifica di resistenza alla base del montante

Le caratteristiche geometriche ed inerziali della sezione del profilato impiegato per il montante sono riportate nella tabella seguente:

PROFILO	HEB240			
A	106	cm^2	Area della sezione resistente	
t_w	1	cm	Spessore dell'anima	
t_f	1,7	cm	Spessore delle ali	
r	2,1	cm	Raggio di raccordo anima-ali	
h	24	cm	Altezza del profilo	
b	24	cm	Larghezza del profilo	
A_{ty}	33,24	cm^2	Area resistente a taglio (lungo anima)	
I_y	11260	cm^4	Momento d'inerzia y-y	
I_z	3923	cm^4	Momento d'inerzia z-z	
$W_{el,y}$	938,3	cm^3	Modulo di resistenza elastico y-y	
$W_{el,z}$	326,9	cm^3	Modulo di resistenza elastico z-z	
$W_{pl,y}$	1053	cm^3	Modulo di resistenza plastico y-y	
$W_{pl,z}$	498,4	cm^3	Modulo di resistenza plastico z-z	
i_y	10,31	cm	Raggio d'inerzia y-y	
i_z	6,08	cm	Raggio d'inerzia z-z	

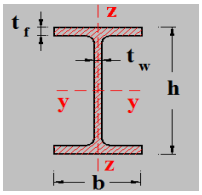


Tabella 3-34: Caratteristiche del montante.

Nel seguito si riportano le verifiche ad instabilità e di resistenza a presso-flessione retta e taglio per il montante:

VERIFICA SLU DEL MONTANTE			
$V_{c,Rd}$	502,62	kN	Resistenza a taglio profilo
n	0,0040		Coefficiente
n_{Aty}	0,0050		Coefficiente, A_{ty} ridotto
ρ	0,63		Coefficiente riduttivo flessione-taglio
a	0,2302		Coefficiente
$N_{pl,Rd}$	2776,19	kN	Resistenza a compressione/trazione profilo
$N_{pl,Rd,Aty}$	2225,75	kN	Resistenza a com/traz profilo, A_{ty} ridotto
$M_{pl,y,Rd}$	275,79	kNm	Resistenza a flessione retta profilo
$M_{N,y,Rd}$	275,79	kNm	Resistenza a presso-flessione profilo
$M_{N,y,Rd,Aty}$	275,79	kNm	Resistenza a presso-fles profilo, A_{ty} ridotto
$M/M_{N,y,Rd}$	0,49		≤1-> verifica resistenza M-N soddisfatta
$V/V_{c,Rd}$	0,10		≤1-> verifica taglio soddisfatta

Tabella 3-35: Verifiche di resistenza del montante agli SLU.

Calcul de la résistance au flambement (EC 1993-1-1:2005 #6.3.1)

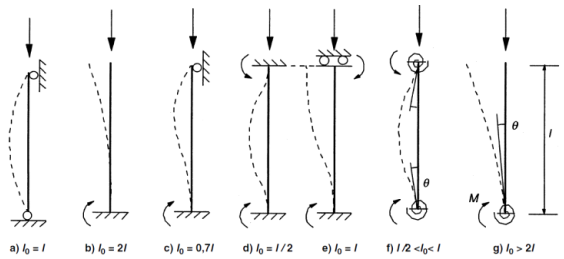


Figure 5.7 : Exemples de modes de flambement et longueurs efficaces correspondantes dans le cas d'éléments isolés

	Axe y			Axe z			
$l_{0,y}/l$=	2,0		$l_{0,z}/l$=	2,0		
$l_{0,y}$=	12,40	m	$l_{0,z}$=	12,40	m	longueur effective de flambement
$N_{cr,y}$=	1517,8	kN	$N_{cr,z}$=	528,8	kN	Charge critique de flambement
λ_y=	1,3858	-	λ_z=	2,3479	-	Elancement reduit
α_y=	0,34		α_z=	0,34	-	Facteur d'imperfection (tableau 6.1)
Φ_y=	1,6619	-	Φ_z=	3,6214	-	
χ_y=	0,3877	-	χ_z=	0,1568	-	Coefficient de réduction
$N_{by,Rd}$=	**1076,4**	**kN**	**$N_{bz,Rd}$=**	**435,2**	**kN**	

Calcul du moment de résistance au déversement (EC 1993-1-1:2005 #6.3.2)			
M_{cr}=	853,88	kNm	Moment critique
$M_{cr,min}$=	480,71	kNm	Moment critique minimale
$\underline{\lambda}_0$=	0,7761	-	Élancement maximale pour le déversement
$\underline{\lambda}_{LT}$=	0,5823	-	Élancement réduit pour le déversement
$\underline{\lambda}_{LT,0}$=	0,3000	-	
α_{LT}=	0,3322	-	Facteur d'imperfection selon NA Clause 6.3.2.3 (1)
β=	1,0		
Φ_{LT}=	0,7165	-	
χ_{LT}=	0,8820	-	Coeffcient de réduction spécifique déversement
k_c=	0,75	-	Facteur de correction selon Tableau 6.6
f=	0,8877		
$\chi_{LT,mod}$=	0,9936	-	Coeffcient de réduction spécifique déversement
$M_{b,Rd}$=	**274,0**	**kNm**	**Moment de résistance au déversement**

Sollicitations de l'élément			
N_{Ed}=	11,17	kN	Effort normal (compression positive)
$M_{y,Ed}$=	133,85	kNm	Moment fléchissant selon l'axe y
$M_{z,Ed}$=	0,00	kNm	Moment fléchissant selon l'axe z

Valeur caractéristique de résistance à la flexion et à la compression		
N_{Rk}=	2915,0	kN
$M_{y,Rk}$=	289,6	kNm
$M_{z,Rk}$=	137,1	kNm

Vérification

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy}\frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz}\frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \le 1$$

$$\frac{11{,}17\ \text{kN}}{0{,}387 \times 2915\ \text{kN} / 1{,}05} + 1{,}019 \times \frac{133{,}85\ \text{kNm}}{0{,}881 \times 289{,}} + 0{,}753 \times \frac{0\ \text{kNm}}{137{,}1\ \text{kNm} / 1{,}05} = \mathbf{0{,}572}$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy}\frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz}\frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \le 1$$

$$\frac{11{,}17\ \text{kN}}{0{,}156 \times 2915\ \text{kN} / 1{,}05} + 0{,}530 \times \frac{133{,}85\ \text{kNm}}{0{,}881 \times 289{,}} + 1{,}029 \times \frac{0\ \text{kNm}}{137{,}1\ \text{kNm} / 1{,}05} = \mathbf{0{,}318}$$

Tabella 3-36: Verifiche di instabilità del montante agli SLU.

3.3.2.2 Verifica saldature montante – nervature-piastra di base

Si adottano saldature a cordone d'angolo dello spessore di 12 mm, pertanto l'altezza della sezione di gola vale 12/radq(2)=8,4 mm; nella Tabella 3-16 si procede alla relativa verifica sotto le sollecitazioni SLU riferite alla base della colonna:

VERIFICA DELLE SALDATURE			
N	11,17	kN	Azione assiale (+ di compressione)
M	133,85	kNm	Momento flettente attorno asse y
V	51,48	kN	Taglio lungo l'asse z
a	8,40	mm	Sezione di gola
t_w	10,00	mm	Spessore dell'anima
t_f	17,00	mm	Spessore delle ali
h	240,00	mm	Altezza del profilo
b	240,00	mm	Larghezza del profilo
r	21,00	mm	Raggio di raccordo anima-ali
h'	82,00	mm	$h/2-t_f-r$
b'	94,00	mm	$0,5x(b-t_w)-r$
CONTRIBUTO DELLE SALDATURE DEL MONTANTE			
I_y	97658203,78	mm^4	Momento d'inerzia della saldatura
A_{sald}	9945,60	mm^2	Area della saldatura totale
$A_{sald,\parallel anima}$	2755,20	mm^2	Area della saldatura $\parallel$ all'anima
$A_{sald,\perp anima}$	7190,40	mm^2	Area della saldatura $\perp$ all'anima
CONTRIBUTO DELLE SALDATURE DEGLI IRRIGIDIMENTI PARALLELI ALL'ANIMA			
h''	40,00	mm	Lunghezza irrigidimento
n_{irr}	4		Numero irrigidimenti totali
I_y	0,00	mm^4	Momento d'inerzia della saldatura
A_{sald}	0,00	mm^2	Area della saldatura totale
$A_{sald,\parallel anima}$	0,00	mm^2	Area della saldatura $\parallel$ all'anima
$A_{sald,\perp anima}$	0,00	mm^2	Area della saldatura $\perp$ all'anima
CONTRIBUTO DELLE SALDATURE DEGLI IRRIGIDIMENTI ORTOGONALI ALL'ANIMA			
b''	165,00	mm	Lunghezza irrigidimento
n_{irr}	4		Numero irrigidimenti totali
I_y	139637171,52	mm^4	Momento d'inerzia della saldatura
A_{sald}	11088,00	mm^2	Area della saldatura totale
$A_{sald,\parallel anima}$	0,00	mm^2	Area della saldatura a taglio $\parallel$ all'anima
$A_{sald,\perp anima}$	11088,00	mm^2	Area della saldatura a taglio $\perp$ all'anima

SOMMA CONTRIBUTI			
I_y	237295375,30	mm^4	Momento d'inerzia della saldatura
A_{sald}	21033,60	mm^2	Area della saldatura totale
$A_{sald,\parallel anima}$	2755,20	mm^2	Area della saldatura ∥ all'anima
$A_{sald,\perp anima}$	18278,40	mm^2	Area della saldatura ⊥ all'anima
W_y	2372953,75	mm^3	Modulo di resistenza della saldatura
$\sigma_\perp$	56,94	Mpa	Tensione normale all'asse del cordone
$\tau_\parallel$	18,68	Mpa	Tensione tangenziale ∥ all'asse del cordone
$\tau_\perp$	2,82	Mpa	Tensione tangenziale ⊥ all'asse del cordone
f_{yk}	265,00	Mpa	Resistenza calcolo acc. S275, 16<t≤40mm
$\beta_1 * f_{yk}$	185,5	Mpa	β_1=0,7 (S275, 16<t≤40mm)
$\beta_2 * f_{yk}$	225,25	Mpa	β_2=0,85 (S275, 16<t≤40mm)
σ_{id}	59,99	Mpa	≤$\beta_1 * f_{yk}$ -> verifica soddisfatta
$\lvert\sigma_\perp\rvert + \lvert\tau_\perp\rvert$	59,75	Mpa	≤$\beta_2 * f_{yk}$ -> verifica soddisfatta

Tabella 3-37: Verifica SLU saldature.

3.3.2.3 Verifica della sezione di contatto piastra di base-cordolo

Si considera una sezione presso inflessa di larghezza L=400 mm e altezza H=400 mm, soggetta ad uno sforzo N=11,17 kN ed un momento M=133,85 kNm; l'armatura in zona tesa è rappresentata da 2 tirafondi M20 (A_{res}=245 mm^2; $A_{s,tot}$=2*A_{res}).

AZIONI SOLLECITANTI SLU PER VERIFICHE DI RESISTENZA			
N	11,17	kN	Azione assiale (+ di compressione)
M	133,85	kNm	Momento flettente (+ tende fibre inferiori)
e	11,98	m	Eccentricità
Lo stato di sollecitazione è: Presso-Flessione Semplice			
PROPRIETA' GEOMETRICHE DELLA SEZIONE			
B	0,65	m	Larghezza della sezione
H	0,40	m	Altezza della sezione
A_s	303,00	mm^2	Area singolo tirafondo (M22)
n_t	4		Numero tirafondi per fila
$A_{s,tot}$	1212,00	mm^2	Area totale tirafondi tesi
$A'_{s,tot}$	0,00	mm^2	Area totale tirafondi compressi
d	0,350	m	Distanza $A_{s,tot}$ bordo sup compresso sezione
d'	0,050	m	Distanza $A'_{s,tot}$ bordo sup compresso sezione

Tabella 3-38: Riassunto sollecitazioni di verifica agli SLU e geometria sezione resistente alla base della piastra.

Dal momento che l'eccentricità e=M/N=11,98 m risulta maggiore di H/6, la sezione risulta parzializzata.

Nel seguito si riporta la verifica di presso flessione della sezione di cls alla base della piastra del montante, armata con 4 M22:

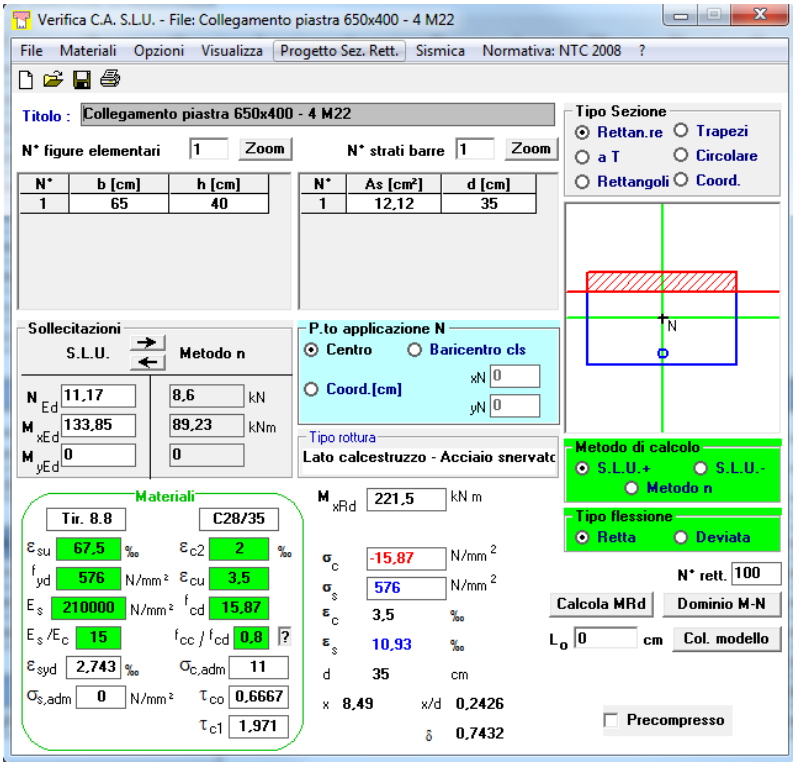


Tabella 3-39: Verifica M-N della sezione in cls del cordolo alla base della piastra.

La verifica risulta soddisfatta in quanto M_{rd}=221,2 kNm>M_{sd}=133,85 kNm.
Nella tabella seguente si riportano le tensioni agenti rispettivamente nel cls compresso del cordolo alla base della piastra del montante e nei tirafondi tesi, unitamente all'asse neutro:

PRESSIONI DI CONTATTO - RISULTATI AGLI SLU			
σ_c	15,87	Mpa	Tensione cls (per SLU=f_{cd})
σ_s	576,00	Mpa	Tensione acciaio (per SLU=(0,9*f_{tb})/1,25)
x	8,49	cm	Distanza asse neutro-lembo compresso
T	698,11	kN	Trazione totale sui tirafondi

Tabella 3-40: Riassunto tensioni agenti sulla sezione di cls del cordolo alla base della piastra.

3.3.2.4 Verifica della piastra di base

La verifica della piastra di base viene condotta considerando uno schema a mensola incastrata in corrispondenza dell'ala del montante lato zona tesa e zona compressa, soggetta, rispettivamente, alla reazione di trazione complessiva (T) agente sui tirafondi ed al carico uniformemente distribuito (q_c) generato dalle tensioni di compressione della reazione del cls del cordolo. I calcoli vengono riportati in Tabella 3-41.

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA PIASTRA DI BASE			
L_{pt}=B	650,00	mm	Larghezza piastra di base
s_p	35,00	mm	Spessore piastra di base
d_1	30,00	mm	Distanza asse tirafondi-filo montante
d_2	80,00	mm	Distanza filo montante-bordo compresso
$W_{pl,p}$	199062,50	mm^3	Modulo di resistenza plastico della piastra
$M_{rd,p}$	50,24	kNm	Momento resistente della piastra
$M_{rd,p,Av,t}$	33,41	kNm	Momento resistente piatra, A_v ridotto (traz)
$M_{rd,p,Av,c}$	37,57	kNm	Momento resistente piatra, A_v ridotto (com)
A_v	22750,00	mm^2	Area a taglio piastra
$V_{rd,pt}$	3314,95	kN	Taglio resistente piastra
ρ_t	0,34		Coefficiente riduttivo flessione-taglio (traz)
ρ_c	0,25		Coefficiente riduttivo flessione-taglio (com)
LATO ZONA TESA			
T=V_t	698,11	kN	Trazione totale tirafondi = Taglio piastra
M_t	20,94	kNm	Momento sollecitante
$M_t/M_{rd,pt}$	0,42		≤1-> verifica flessione soddisfatta
$V_t/V_{rd,pt}$	0,21		≤1-> verifica taglio soddisfatta
LATO ZONA COMPRESSA			
σ_c	15,87	Mpa	Tensione cls (per SLU=f_{cd})
q_c	10313,33	N/mm	Distanza asse tirafondi-filo montante
V_c	825,07	kN	Taglio sollecitante
M_c	33,00	kNm	Momento sollecitante
$M_c/M_{rd,pc}$	0,66		≤1-> verifica flessione soddisfatta
$V_c/V_{rd,pc}$	0,25		≤1-> verifica taglio soddisfatta

Tabella 3-41: Verifica SLU piastra di base.

3.3.2.5 Verifica delle nervature

In direzione parallela all'anima del montante si prevedono 4 nervature dello spessore di 12 mm, altezza 280 mm prolungate fino ad una distanza di 5 mm dal bordo della piastra di base, esse vengono verificate considerando uno schema di mensola incastrata in corrispondenza del filo del montante (la sezione resistente è un pi-greco rovesciato) soggetta al tiro (T) della fila di 4 bulloni M22 classe 8.8 dal lato dei bulloni tesi ed al carico uniformemente distribuito (q_c) generato dalle tensioni di compressione della reazione del cls, agenti alla sommità del cordolo in calcestruzzo su cui è ancorata la piastra di base. I calcoli vengono riportati in Tabella 3-42.

VERIFICA DELLE NERVATURE DI IRRIGIDIMENTO PARALLELE ALL'ANIMA			
d_1	30,00	mm	Distanza asse tirafondi-filo montante
d_2	80,00	mm	Distanza filo montante-bordo compresso
s_{irr}	12,00	mm	Spessore irrigidimento
h_{irr}	280,00	mm	Altezza irrigidimento
n_{irr}	2		Numero irrigidimenti per lato
L_p=B	650,00	mm	Larghezza piastra di base
s_p	35,00	mm	Spessore piastra di base
h_{comp}	315,00	mm	Altezza sezione composta
A_{comp}	29470,00	mm^2	Area sezione composta
A_v	6720,00	mm^2	Area a taglio (irrigidimenti)
S_p	1574125,00	mm^3	Momento statico rispetto base piastra
X_G	53,41	mm	Distanza baricentro sez composta-base piastra
J_G	174912500,35	mm^4	Momento d'inerzia baricentrico
$J_{G,Av}$	143246004,67	mm^4	Momento d'inerzia baricentrico, A_v ridotto
W_{sup}	668662,80	mm^3	Modulo di resistenza superiore
$W_{sup,Av}$	547606,80	mm^3	Modulo di resistenza superiore, A_v ridotto
W_{inf}	3274626,47	mm^3	Modulo di resistenza inferiore
$W_{inf,Av}$	2093,41	mm^3	Modulo di resistenza inferiore, A_v ridotto
$M_{rd,sup}$	175,13	kNm	Momento resistente superiore
$M_{rd,sup,Av}$	100,11	kNm	Momento resistente superiore, A_v ridotto
$M_{rd,inf}$	857,64	kNm	Momento resistente inferiore
$M_{rd,inf,Av}$	857,35	kNm	Momento resistente inferiore, A_v ridotto
$M_{rd,irr}$	175,13	kNm	Momento resistente irrigidimento
$M_{rd,irr,Av}$	100,11	kNm	Momento resistente irr, A_v ridotto
$V_{rd,irr}$	1016,14	kN	Taglio resistente irrigidimento
ρ	0,52		Coefficiente riduttivo flessione-taglio
LATO ZONA TESA			
$T=V_{irr,t}$	875,52	kN	Trazione totale tirafondi = Taglio piastra
$M_{irr,t}$	26,27	kNm	Momento sollecitante
$M_{irr,t}/M_{Rd,irr,t}$	0,26		≤1-> verifica flessione soddisfatta
$V_{irr,t}/V_{Rd,irr,t}$	0,86		≤1-> verifica taglio soddisfatta
LATO ZONA COMPRESSA			
σ_c	15,87	Mpa	Tensione cls (per SLU=f_{cd})
q_c	10313,33	N/mm	Distanza asse tirafondi-filo montante
$V_{irr,c}$	825,07	kN	Taglio massimo
$M_{irr,c}$	33,00	kNm	Momento massimo
$M_{irr,c}/M_{Rd,irr,c}$	0,33		≤1-> verifica flessione soddisfatta
$V_{irr,c}/V_{Rd,irr,c}$	0,81		≤1-> verifica taglio soddisfatta

Tabella 3-42: Verifica SLU nervature parallele all'anima.

3.3.2.6 Verifica dei bulloni della piastra di base

I tirafondi vengono verificati considerando agenti contemporaneamente una tensione tangenziale pari al rapporto tra il taglio di progetto ed il numero di tirafondi complessivamente adottati ed una tensione normale pari al rapporto tra il tiro della fila di tirafondi tesi ed il numero di tirafondi per fila. Viene inoltre completata la verifica della piastra di base attraverso il controllo della tensione di rifollamento. I calcoli vengono riportati in Tabella 3-43 e Tabella 3-44.

VERIFICA TIRAFONDI			
T	698,11	kN	Trazione totale tirafondi
n_f	2		Numero file tirafondi
n_t	4		Numero tirafondi per fila
F_t	174,53	kN	Trazione sul singolo tirafondo
$F_{V,b}$	51,48	kN	Taglio alla base della barriera
$F_{V,t}$	6,435	kN	Taglio sul singolo tirafondo
$F_{t,Rd}$	174,53	mm	Resistenza a trazione del tirafondo
$F_{V,Rd}$	116,35	mm	Resistenza a taglio del tirafondo
$F_t/F_{t,Rd}$	1,00		≤1-> verifica soddisfatta
$F_{V,t}/F_{V,Rd} + F_t/(1,4*F_{t,Rd})$	0,77		≤1-> verifica taglio-trazione soddisfatta

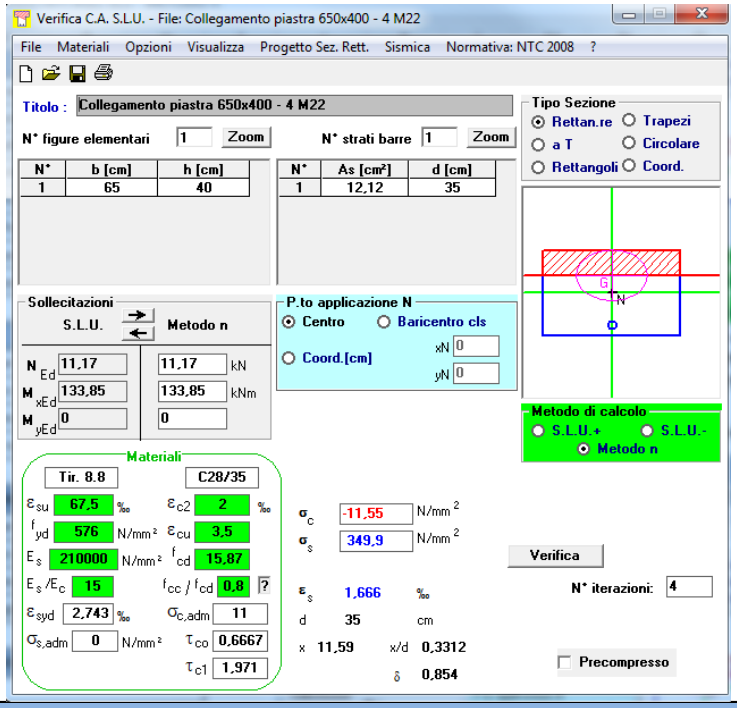
Tabella 3-43: Verifica SLU tirafondi.

VERIFICA RIFOLLAMENTO PIASTRA			
F_t	174,53	kN	Trazione sul singolo tirafondo
d	22,00	mm	Diametro nominale gambo del tirafondo
d_0	24,00	mm	Diametro del foro
s_p	35,00	mm	Spessore piastra di base
α	0,69		Bulloni di bordo, direzione ∥ carico esterno
k	2,50		Bulloni di bordo, direzione ⊥ carico esterno
$F_{b,Rd}$	438,47	kN	Resistenza a rifollamento
$F_t/F_{b,Rd}$	0,40		≤1-> verifica rifollamento soddisfatta

Tabella 3-44: Verifica SLU rifollamento piastra di base.

3.3.2.7 Verifica ancoraggio dei tirafondi

Lo sforzo nel singolo tirafondo agli SLU viene calcolato adottando il metodo n, secondo lo schema in figura seguente, e vale F_t = 349,9*303,0/1000=106,02 kN.



PRESSIONI DI CONTATTO - RISULTATI AGLI SLU - METODO n			
σ_c	11,55	Mpa	Tensione cls (per SLU=f_{cd})
σ_s	349,90	Mpa	Tensione acciaio (per SLU=(0,9*f_{tb})/1,25)
x	11,59	cm	Distanza asse neutro-lembo compresso
T	106,02	kN	Trazione sul singolo tirafondo

Tabella 3-45: Tensioni col metodo n agli SLU della sezione in cls del cordolo alla base della piastra.

Si prescrive che i tirafondi vengano serrati per una forza (N_s*) pari a circa il 60% del valore massimo della forza di serraggio (N_s) per viti di classe 8.8.
L'analisi viene condotta considerando la condizione peggiore fra quella che si sviluppa a seguito del serraggio e quella corrispondente alla parzializzazione della sezione.
L'ancoraggio è ottenuto contando sull'aderenza superficiale, assumendo i valori indicati dalle NTC2008 al punto 4.1.2.1.1.4. Per l'ancorante chimico è stato assunto f_{bd} = 13,33 Mpa.
Nella tabella seguente si riporta il calcolo della lunghezza di ancoraggio, calcolata con la seguente formula:
$L_d = \max (N_s^*; F_b) / (\pi \phi_{foro} f_{bd})$

VERIFICA ANCORAGGIO DEI TIRAFONDI			
$F_{k,N}$	576,00	Mpa	Resistenza caratteristica a trazione
N_s	175,10	kN	Valore massimo della forza di serraggio
N_s*	105,06	kN	60% forza di serraggio massima
F_t	132,96	kN	Trazione sul singolo tirafondo
$F_{verifica}$	132,96	kN	Forza di verifica del tirafondo
L_d	144,28	mm	Lunghezza di ancoraggio minima

Tabella 3-46: Verifica di ancoraggio dei tirafondi.

Si assume pertanto L_{M22} = 315 mm.

4 CALCOLO DELLE AZIONI E VERIFICHE (TIPOLOGIA P)

Il calcolo delle sollecitazioni di flessione e taglio indotte sul palo dal sistema di forze esterne è stato effettuato con riferimento allo schema di calcolo illustrato in nelle figure seguenti.

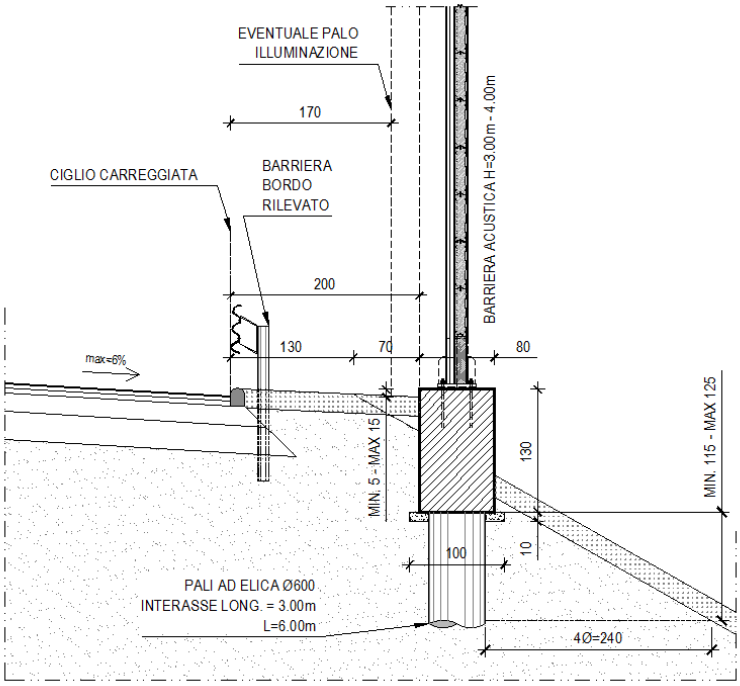


Figura 4-1: Schema di calcolo Tipologia A (palo ϕ600).

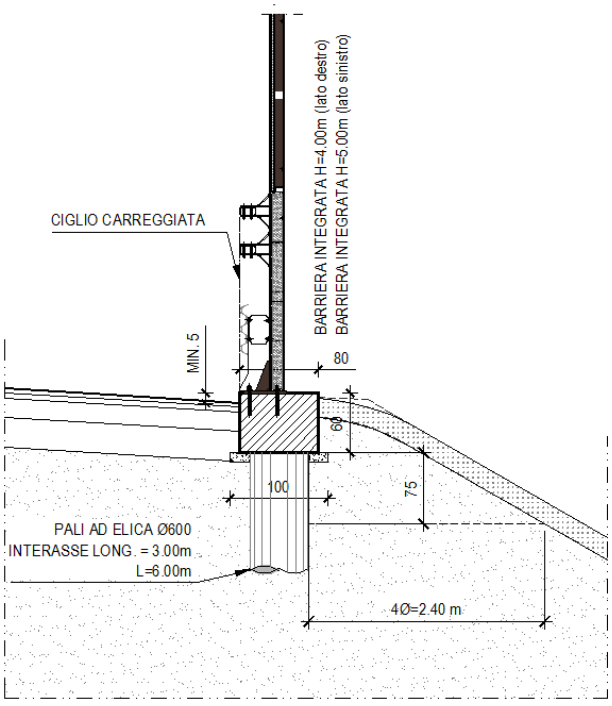


Figura 4-2: Schema di calcolo Tipologia B (palo ϕ600).

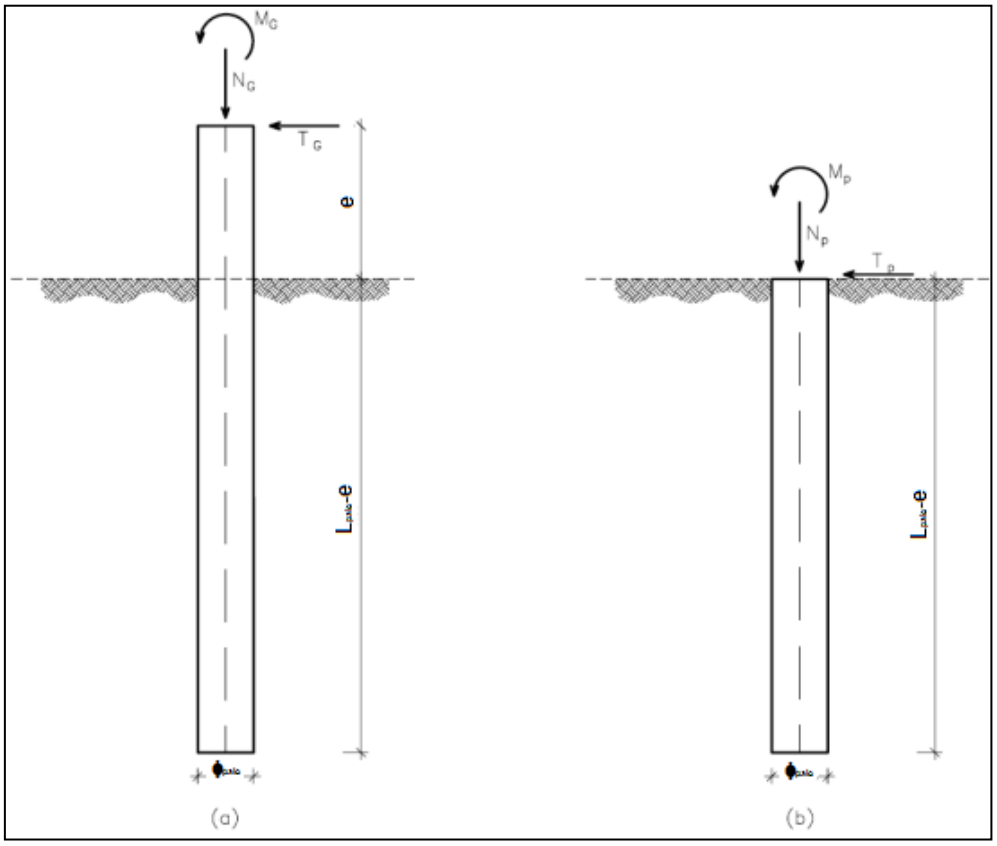


Figura 4-3: Schema di calcolo sollecitazioni nei pali .

Lo schema di calcolo discende dall'aver considerato nullo il contributo resistente del terreno nell'intorno del palo posto a distanza inferiore a 4ϕ (pari a 2,4 m per fondazioni con palo ϕ600mm) dal filo esterno del palo, secondo gli schemi riportati nelle figure precedenti. La quota efficace per il contenimento laterale è una profondità pari ad e, computata da quota intradosso cordolo.

Le azioni N_G, M_G, T_G agenti a quota intradosso cordolo sono state determinate considerando il cordolo come un muro di sostegno (alla stregua della tipologia M) e rappresentano le azioni agenti nel baricentro della fondazione del muro, esse sono riferite ad una lunghezza unitaria di cordolo.

Per il calcolo delle sollecitazioni di flessione e taglio sul palo si è considerato lo schema equivalente costituito da un palo, libero di ruotare in testa, di lunghezza $L_p = L_{palo}$-e infisso nel terreno e soggetto, in sommità (Figura 4-3), al seguente sistema di forze:

$$T_p = T_G \cdot i$$

$$M_p = M_G \cdot i + T_G \cdot i \cdot e$$

$$N_p = N_G \cdot i + \gamma_{cls} \cdot A_{palo} \cdot e$$

4.1 TIPOLOGIA A

Il calcolo viene effettuato per un'altezza di barriera di 4 m, assumendo come dati di input i valori riportati in Tabella 4-1.

GEOMETRIA MURO DI SOSTEGNO			
p%	**0**		*Pendenza del paramento di valle*
ψ	**90**	° (deg)	*angolo paramento int. muro*
H_t	**1,15**	m	*Altezza terreno a tergo del muro*
β	**0**	° (deg)	*inclinazione terreno a monte*
H	**1,30**	m	***Altezza totale muro***
h_p	0,00	m	*Altezza del paramento*
B	**0,80**	m	*Larghezza fondazione di base*
s_f	**1,30**	m	*Spessore ciabatta di fondazione*
s_{ps}	**0,00**	m	*Spessore paramento in sommità*
s_{pa}	0,00	m	*Spessore paramento alla base*
L_v	**0,00**	m	*Larghezza ciabatta di valle*
L_m	0,00	m	*Larghezza ciabatta di monte*
H_{falda}	1,15	m	*Profondità della falda*
H_{ts}	1,15	m	*Altezza terreno spingente*
γ_{muro}	**25,00**	kN/m^3	*Peso specifico muro*

PARAMETRI SISMICI			
k_h	**0,0860**		*coefficiente sismico orizzontale*
k_v	**0,0430**		*coefficiente sismico verticale*
γ^*_{sopra}	20,00	kN/m^3	Peso sfecifico del terreno soprafalda
γ^*_{sotto}	10,00	kN/m^3	Peso sfecifico del terreno sottofalda

GEOMETRIA BARRIERA ANTIRUMORE			
H_b	**4,20**	m	*Altezza barriera antirumore*
$\sigma_{barriera}$	**0,35**	kN/m^2	*Peso unitario barriera*
P_{vento}	**2,20**	kPa	*Pressione del vento sulla barriera*
$\lambda_{montante}$	**0,60**	kN/ml	*Peso lineare Montante (HEA240)*
i	**3,00**	m	*Interasse montanti*
N_b	2,31	kN	*Azione normale alla base barriera*
T_b	9,24	kN	*Azione tagliante alla base barriera*
M_b	19,40	kN	*Azione flettente alla base barriera*

Tabella 4-1: Assunzioni di calcolo Tipologia A.

Nelle successive tabelle viene riportato il calcolo delle azioni ad intradosso cordolo.

Azione	F_H [kN/m]	Y_{FH} [m]	ψ_{0j}	F_V [kN/m]	X_{FV} [m]	$XG_{,FV}$ [m]	ψ_{0j}
Peso muro (Fm1+Fm2)	0,00	0,00	1,00	26,00	0,40	0,00	1,00
Peso terreno inscatolato - Fw	0,00	1,23	1,00	0,00	0,00	0,40	1,00
Spinta attiva - Sat	4,41	0,38	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,00
Sovraccarico stradale - q	0,00	0,58	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,00
Azioni barriera - Fbv; Fbh	9,24	1,30	1,00	2,31	0,00	0,40	1,00
Azioni barriera - $M_v=P_{vento}*H_b^2/2$	19,40	kNm/m	1,00				
Azioni aggiuntive - F'bh	0,33	1,15	1,00				
Azioni aggiuntive - M'v	0,02	kNm/m	1,00				

T_G =	13,98	kN/m
N_G =	28,31	kN/m
M_G =	34,44	kNm/m

Tabella 4-2: Azioni a intradosso cordolo SLE: Rara (Hbarr=4 m; Pv=2.2 kPa).

Azione	F_H [kN/m]	Y_{FH} [m]	ψ_{1j} / ψ_{2j}	F_V [kN/m]	X_{FV} [m]	$XG_{,FV}$ [m]	ψ_{1j} / ψ_{2j}
Peso muro (Fm1+Fm2)	0,00	0,00	1,00	26,00	0,40	0,00	1,00
Peso terreno inscatolato - Fw	0,00	1,23	1,00	0,00	0,00	0,40	1,00
Spinta attiva - Sat	4,41	0,38	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,00
Sovraccarico stradale - q	0,00	0,58	0,30	0,00	0,80	-0,40	0,30
Azioni barriera - Fbv; Fbh	9,24	1,30	0,20	2,31	0,00	0,40	1,00
Azioni barriera - $M_v=P_{vento}*H_b^2/2$	19,40	kNm/m	0,20				
Azioni aggiuntive - F'bh	0,33	1,15	0,20				
Azioni aggiuntive - M'v	0,02	kNm/m	0,20				

T_G =	6,32	kN/m
N_G =	28,31	kN/m
M_G =	8,98	kNm/m

Tabella 4-3: Azioni a intradosso cordolo SLE: Frequente (Hbarr=4 m; Pv=2.2 kPa).

Azione	F_H [kN/m]	Y_{FH} [m]	ψ_{2j}	F_V [kN/m]	X_{FV} [m]	$XG_{,FV}$ [m]	ψ_{2j}
Peso muro (Fm1+Fm2)	0,00	0,00	1,00	26,00	0,40	0,00	1,00
Peso terreno inscatolato - Fw	0,00	1,23	1,00	0,00	0,00	0,40	1,00
Spinta attiva - Sat	4,41	0,38	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,00
Sovraccarico stradale - q	0,00	0,58	0,30	0,00	0,80	-0,40	0,30
Azioni barriera - Fbv; Fbh	9,24	1,30	0,00	2,31	0,00	0,40	1,00
Azioni barriera - $M_v=P_{vento}*H_b^2/2$	19,40	kNm/m	0,00				
Azioni aggiuntive - F'bh	0,33	1,15	0,00				
Azioni aggiuntive - M'v	0,02	kNm/m	0,00				

T_G =	4,41	kN/m
N_G =	28,31	kN/m
M_G =	2,62	kNm/m

Tabella 4-4: Azioni a intradosso cordolo SLE: Quasi Permanente (Hbarr=4 m; Pv=2.2 kPa).

Azione	F_H [kN/m]	Y_{FH} [m]	γ_F set A1 γ_{Gi} ; γ_{Qi}	ψ_{0j}	F_V [kN/m]	X_{FV} [m]	$XG_{,FV}$ [m]	A1 γ_{Gi} ; γ_{Qi}	ψ_{0j}
Peso muro (Fm1+Fm2)	0,00	0,00	1,00	1,00	26,00	0,40	0,00	1,30	1,00
Peso terreno inscatolato - Fw	0,00	1,23	1,00	1,00	0,00	0,00	0,40	1,30	1,00
Spinta con incremento per compattazione St	26,34	0,56	0,00	1,00	0,00	0,80	-0,40	0,00	1,00
Spinta attiva - Sat	4,41	0,38	1,30	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,30	1,00
Sovraccarico stradale - q	0,00	0,58	1,50	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,50	1,00
Azioni barriera - Fbv; Fbh	9,24	1,30	1,50	1,00	2,31	0,00	0,40	1,30	1,00
Azioni barriera - Mv=Pvento*Hb2/2	19,40	kNm/m	1,50	1,00					
Azioni aggiuntive - F'bh	0,33	1,15	1,50	1,00					
Azioni aggiuntive - M'v	0,02	kNm/m	1,50	1,00					

T_G =	20,09	kN/m
N_G =	36,81	kN/m
M_G =	51,13	kNm/m

Tabella 4-5: Azioni a intradosso cordolo SLU: STATICO (Hbarr=4 m; Pv=2.2 kPa).

Azione	F_H [kN/m]	Y_{FH} [m]	set A1 γ_{Gi} ; γ_{Qi}	ψ_{2j}	F_V [kN/m]	X_{FV} [m]	$XG_{,FV}$ [m]	set A1 γ_{Gi} ; γ_{Qi}	ψ_{2j}
Peso muro (Fm1+Fm2)	0,00	0,65	1,00	1,00	26,00	0,40	0,00	1,00	1,00
Forza sismica Muro SFm	2,24	0,65	1,00	1,00	-1,12	0,40	0,00	1,00	1,00
Peso terreno inscatolato - Fw	0,00	1,23	1,00	1,00	0,00	0,00	0,40	1,00	1,00
Forza sismica terreno inscatolato - SFw	0,00	1,23	1,00	1,00	0,00	0,00	0,40	1,00	1,00
Spinta attiva - Sat	4,41	0,38	1,00	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,00	1,00
Incremento sismico della spinta - ΔEd-	0,52	0,38	1,00	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,00	1,00
Sovraccarico stradale - q	0,00	0,58	1,00	0,20	0,00	0,80	-0,40	1,00	0,20
Azioni barriera - Fbv; Fbh	9,24	1,30	1,00	0,00	2,31	0,00	0,40	1,00	1,00
Azioni barriera - $M_v=P_{vento}*H_b^2/2$	19,40	kNm/m	1,00	0,00					
Azioni aggiuntive - F'bh	0,33	1,15	1,00	0,00					
Azioni aggiuntive - M'v	0,02	kNm/m	1,00	0,00					

T_G =	7,17	kN/m
N_G =	27,20	kN/m
M_G =	4,27	kNm/m

Tabella 4-6: Azioni a intradosso cordolo SLU: SISMA- (Hbarr=4 m; Pv=2.2 kPa).

Azione	F_H [kN/m]	Y_{FH} [m]	set A1 γ_{Gi} ; γ_{Qi}	ψ_{2j}	F_V [kN/m]	X_{FV} [m]	$XG_{,FV}$ [m]	set A1 γ_{Gi} ; γ_{Qi}	ψ_{2j}
Peso muro (Fm1+Fm2)	0,00	0,65	1,00	1,00	26,00	0,40	0,00	1,00	1,00
Forza sismica Muro SFm	2,24	0,65	1,00	1,00	1,12	0,40	0,00	1,00	1,00
Peso terreno inscatolato - Fw	0,00	1,23	1,00	1,00	0,00	0,00	0,40	1,00	1,00
Forza sismica terreno inscatolato - SFw	0,00	1,23	1,00	1,00	0,00	0,00	0,40	1,00	1,00
Spinta attiva - Sat	4,41	0,38	1,00	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,00	1,00
Incremento sismico della spinta - ΔEd+	0,90	0,38	1,00	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,00	1,00
Sovraccarico stradale - q	0,00	0,58	1,00	0,20	0,00	0,80	-0,40	1,00	0,20
Azioni barriera - Fbv; Fbh	9,24	1,30	1,00	0,00	2,31	0,00	0,40	1,00	1,00
Azioni barriera - $M_v=P_{vento}*H_b^2/2$	19,40	kNm/m	1,00	0,00					
Azioni aggiuntive - F'bh	0,33	1,15	1,00	0,00					
Azioni aggiuntive - M'v	0,02	kNm/m	1,00	0,00					

T_G =	7,54	kN/m
N_G =	29,43	kN/m
M_G =	4,41	kNm/m

Tabella 4-7: Azioni a intradosso cordolo SLU: SISMA+ (Hbarr=4 m; Pv=2.2 kPa).

I pali hanno diametro 600 mm e sono disposti ad interasse di 3 m.

4.1.1 *VERIFICHE SLE*

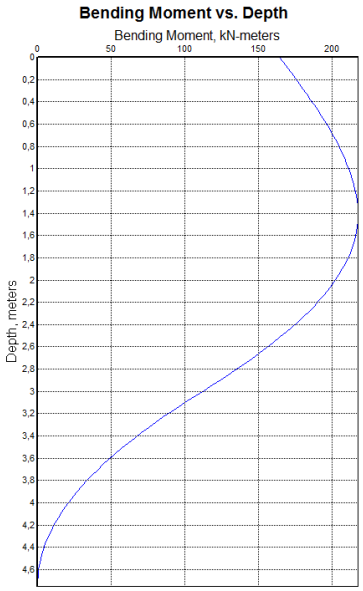
In condizioni di esercizio l'analisi condotta il programma L-Pile della Ensoft, sulla base dei dati riportati in Tabella 4-8, fornisce gli andamenti di spostamento laterale e momento flettente riportati nel seguito.

interasse	3,00	m
e	1,25	m
$\gamma_{cls}*A_{palo}$	7,07	kN/m
T_G =	13,98	kN/m
N_G =	28,31	kN/m
M_G =	34,44	kNm/m
T_P =	56,55	kN
N_P =	93,78	kN
M_P =	164,21	kN/m
SLE RARA		

interasse	3,00	m
e	1,25	m
$\gamma_{cls}*A_{palo}$	7,07	kN/m
T_G =	6,32	kN/m
N_G =	28,31	kN/m
M_G =	8,98	kNm/m
T_P =	33,58	kN
N_P =	93,78	kN
M_P =	59,13	kN/m
SLE FREQUENTE		

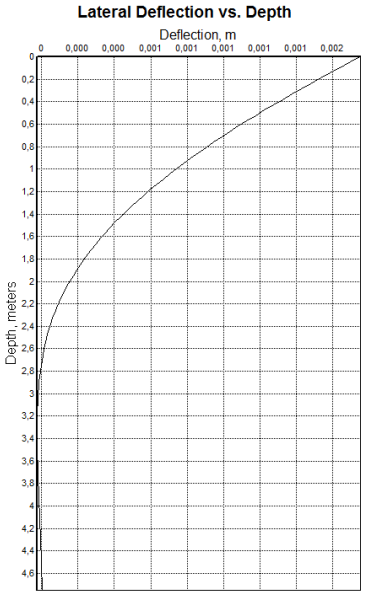
interasse	3,00	m
e	1,25	m
$\gamma_{cls}*A_{palo}$	7,07	kN/m
T_G =	4,41	kN/m
N_G =	28,31	kN/m
M_G =	2,62	kNm/m
T_P =	27,84	kN
N_P =	93,78	kN
M_P =	32,86	kN/m
SLE Q.P.		

Tabella 4-8: Azioni sul palo per la verifica SLE.

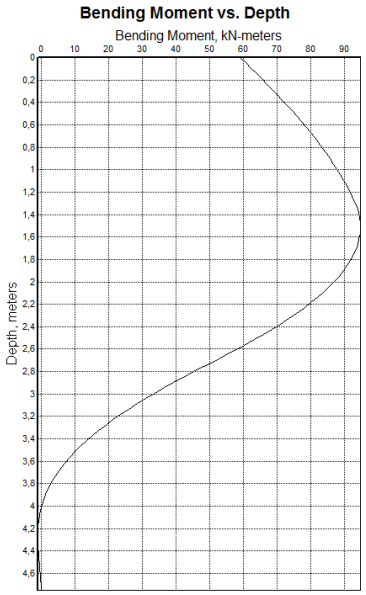


Momento flettente lungo il fusto

Figura 4-4: Combinazione SLE Rara.

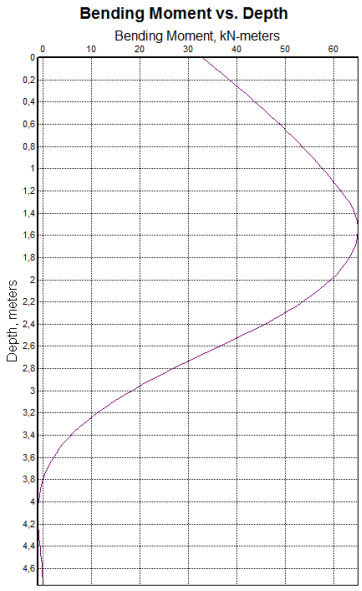


Spostamento orizzontale lungo il fusto



Momento flettente lungo il fusto

Figura 4-5: Combinazione SLE Frequente.



Momento flettente lungo il fusto

Figura 4-6: Combinazione SLE Q.P.

4.1.1.1 Verifica a fessurazione

La seguente tabella riassume i massimi momenti lungo il fusto delle analisi:

Momento massimo lungo il fusto [kNm]	
Combinazione Frequente	**Combinazione Q.P.**
95	65

Tabella 4-9: Momenti massimi lungo il fusto per verifica a fessurazione.

Nelle verifiche, a favore di sicurezza, si trascura lo sforzo assiale.
L'armatura longitudinale del palo è costituita da 10ϕ30.

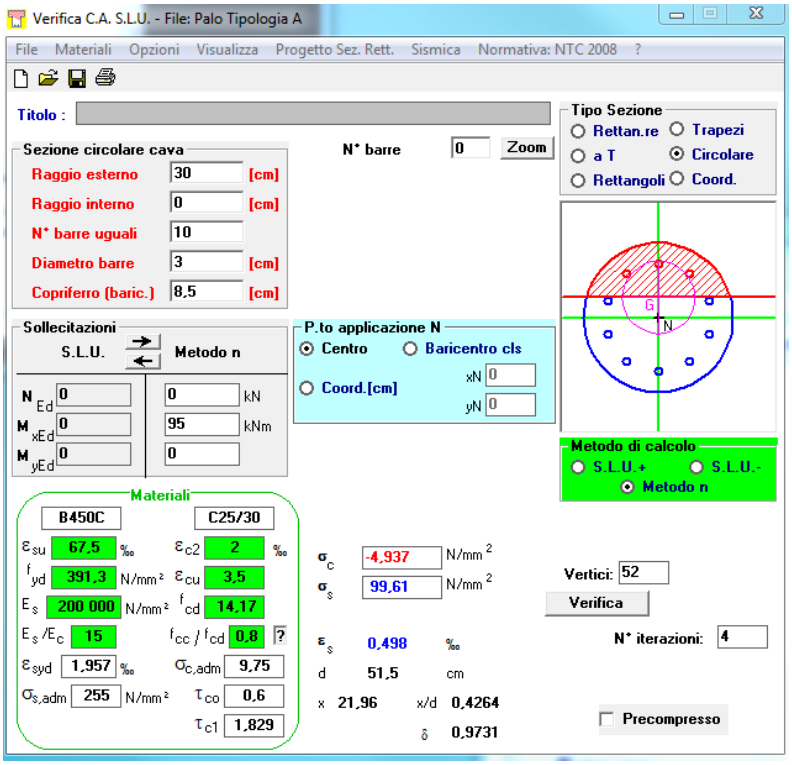


Figura 4-7: SLE Frequente.

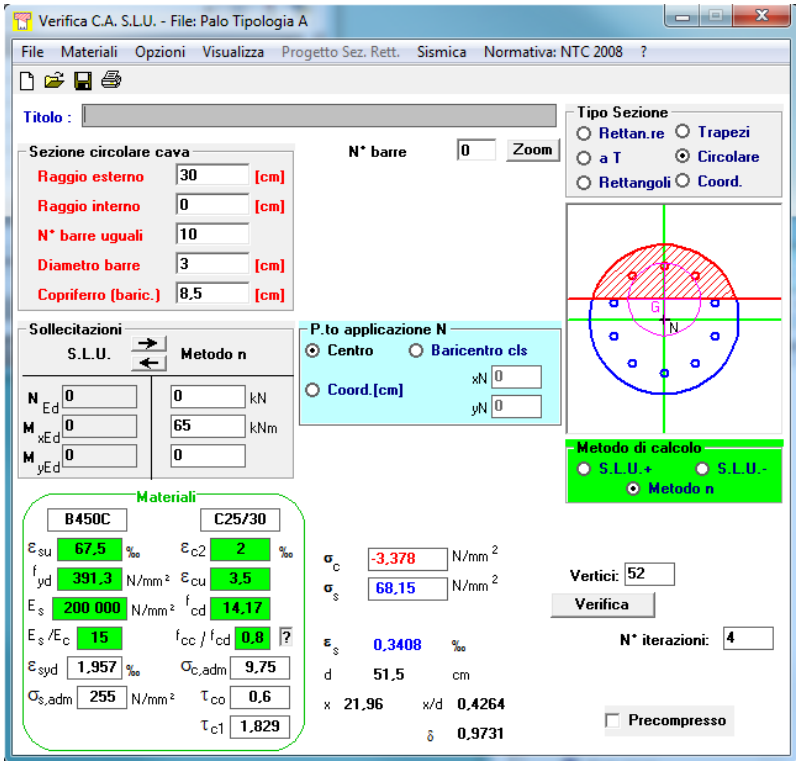


Figura 4-8: SLE Q.P..

Per cls di classe di esposizione XC2, armatura longitudinale 10ϕ30 (spaziatura circa 105 mm) la verifica risulta soddisfatta in quanto la tensione di lavoro delle barre di armatura è inferiore ai 160 MPa.

4.1.1.2 Verifica tensionale

La seguente tabella riassume i massimi momenti lungo il fusto:

Momento massimo lungo il fusto [kNm]	
Combinazione Rara	**Combinazione Q.P.**
218	65

Tabella 4-10: Momenti massimi lungo il fusto per verifica tensionale.

Nelle verifiche, a favore di sicurezza, si trascura lo sforzo assiale.

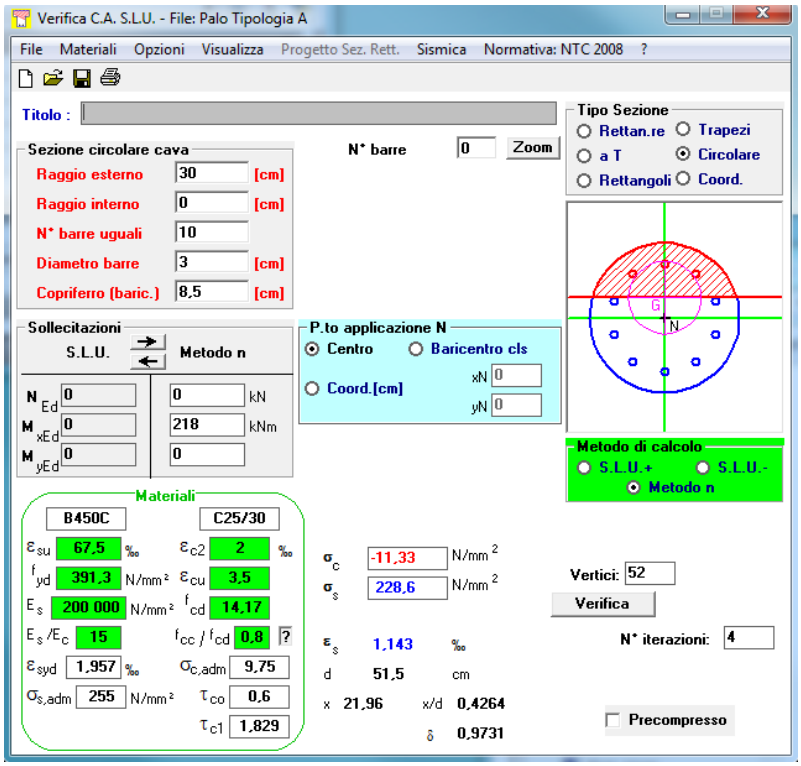


Figura 4-9: SLE Rara.

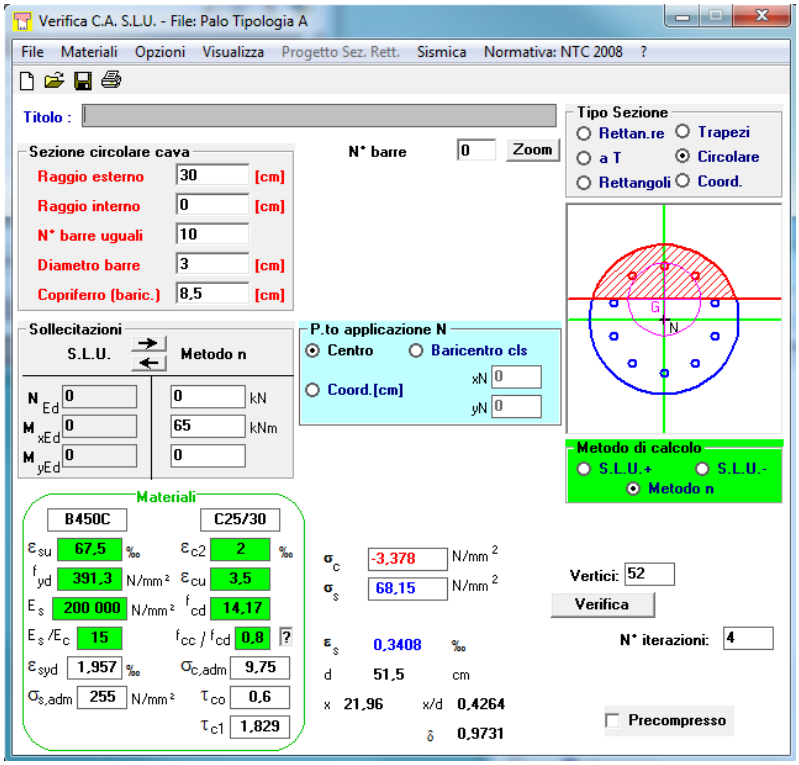


Figura 4-10: SLE Q.P..

Per calcestruzzo C25/30 ed acciaio B450C le tensioni limite sono le seguenti:

- Cls: 15 MPa (Rara), 11,25 MPa (Q.P.);
- Acciaio: 360 MPa (Rara).

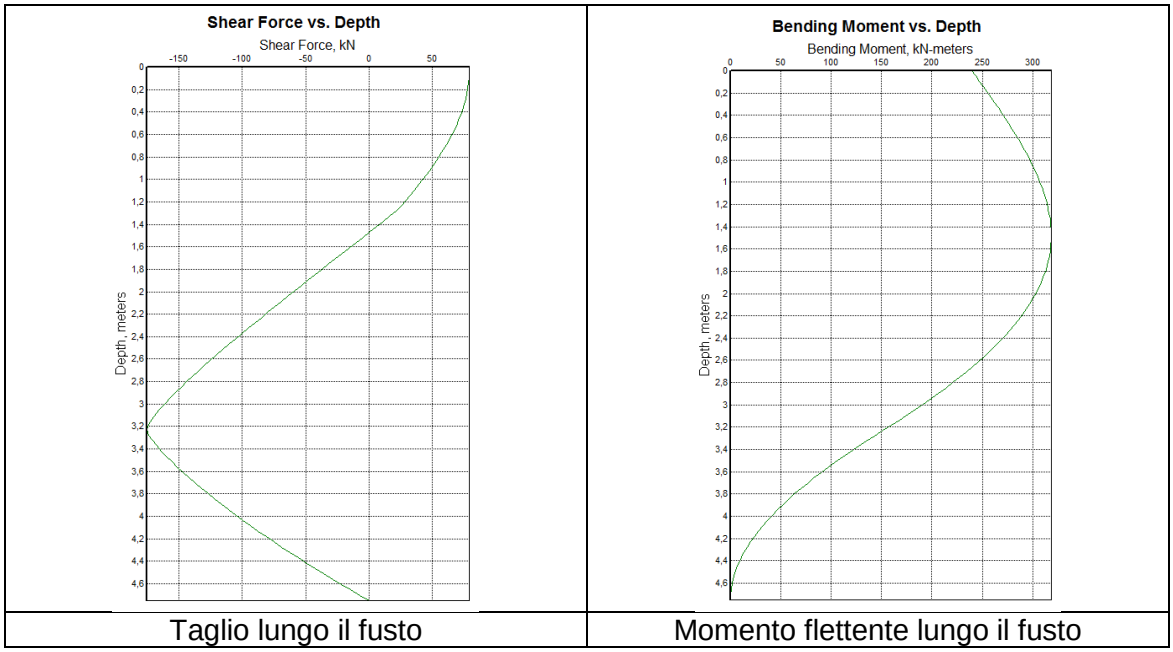
La verifica risulta soddisfatta.

4.1.2 *VERIFICHE SLU*

In condizioni di ultime l'analisi condotta il programma L-Pile della Ensoft, sulla base dei dati riportati in Tabella 4-11 (riferiti alla combinazione statica, che è la più gravosa ai fini delle verifiche), fornisce gli andamenti di momento flettente e taglio riportati nel seguito.

interasse	3,00	m
e	1,25	m
$\gamma_{cls}*A_{palo}$	7,07	kN/m
T_G =	20,09	kN/m
N_G =	36,81	kN/m
M_G =	51,13	kNm/m
T_P =	79,25	kN
N_P =	119,26	kN
M_P =	239,74	kN/m

Tabella 4-11: Azioni sul palo per la verifica SLU.



Taglio lungo il fusto	Momento flettente lungo il fusto

Figura 4-11: Sollecitazioni lungo il fusto

4.1.2.1 Verifica SLU del palo

La seguente tabella riassume i massimi momenti lungo il fusto.

Momento massimo lungo il fusto [kNm]	Taglio massimo lungo il fusto [kNm]
319	176

Tabella 4-12: Sollecitazioni massime lungo il fusto per verifica SLU.

Nelle verifiche, a favore di sicurezza, si trascura lo sforzo assiale.
Il palo è armato con 10ϕ30 ed il ricoprimento della staffa viene assunto pari a 6 cm.

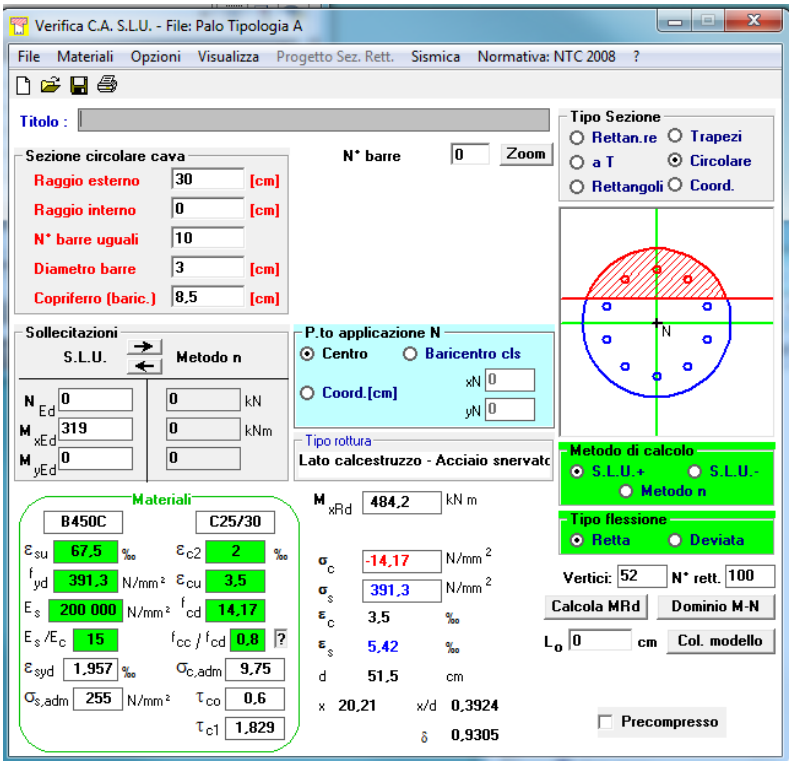


Figura 4-12: Verifica a flessione del palo.

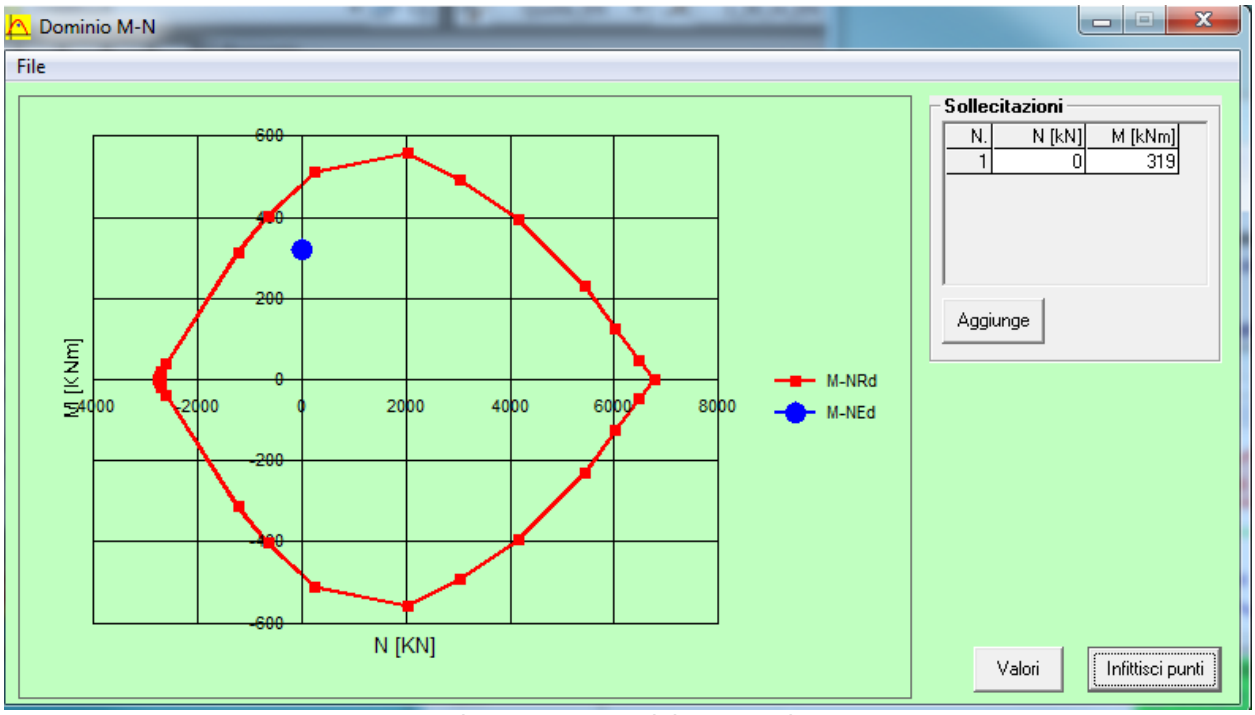


Figura 4-13: Dominio M-N palo.

La verifica a flessione risulta soddisfatta.
Si prevede una staffatura a spirale ϕ10 passo 20cm, i calcoli sono sviluppati di seguito:

Circular Section - Shear Verification			
Input			
Section Data			
Ø	**600**	mm	**Diameter of section**
r	300	mm	Radius of section
c_s	**60**	mm	**External Cover**
$Ø_t$	**10**	mm	**Transverse reinforcement diameter**
$Ø_l$	**30**	mm	**Longitudinal reinforcement diameter**
n	**10**		**Number of bars for longitudinal reinforcement**
c	85	mm	Gross Cover
r_s	215	mm	Radius of longitudinal reinforcement
d_{eq}	436,94	mm	Effective depth EC8_2_2005 5.6.3.3
h_{eq}	521,94	mm	Height of equivalent rectangular section
A	282600	mm^2	Area of circular section
b_{eq}	541,44	mm	Width of equivalent rectangular section
A_f	706,5	mm^2	Area of single bar
A_s	7065	mm^2	Area of longitudinal reinforcements
Materials Data			
Concrete			
R_{ck}	**30**	MPa	**Characteristic Cubic Compressive Strenght**
f_{ck}	25	MPa	Characteristic Compressive Strenght
f_{cd}	14	MPa	Design Compressive Strenght
f_{cm}	33	MPa	Mean Compressive Strenght
f_{ctm}	2,6	MPa	Tensile Strenght
$f_{ctk;0,05}$	1,8	MPa	
f_{cfk}	2,1	MPa	
$f_{ctk;0,95}$	2,3	MPa	
E_{cm}	31	MPa	Young's Modulus
Steel			
f_{yk}	**450**	MPa	**Yeld Strength of Steel**
f_{yd}	391	MPa	Design Strenght of Steel
E_s	200000	MPa	Young's Modulus
Parameters for shear verification			
γ_c	**1,5**		**Partial Factor for Concrete**
α	**90**		**Angle of shear reinforcement**
N_{ed}	**0**	N	**Design Value of the applied axial force**
cotgα	0,00		
k_1	0,15		
f_{cd}	14,11	MPa	Design Compressive Strenght for Concrete
f'_{cd}	7,06	MPa	Reduced Design Compressive Strenght for Concrete
A_{sl}	4945,5	mm^2	Area of reinforcement
k	1,68		
ν_{min}	0,38	MPa	
ρ_l	0,0200		Reinforcement Ratio for longitudinal reinforcement
σ_{cp}	0,00	MPa	Compressive stress in the concrete from axial load
C_{rd}	0,12		
If structure is not pre-stressed write 1, else write 0			1
α_{cw}	1	cient for taking account of the state of the stress in the compression	
ν	0,540	Strenght reduction factor for concrete craked in shear	

Results of shear verification			
$V_{Rd,c}$	175	kN	r resistance of element without shear reinforce
Minimum Shear Reinforcement EC2 6.2.2			
$\rho_{w,min} = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \text{sen}\alpha)$	0,0009	-	Minimum shear reinforcement (9.2.2)
$A_{sw,min}/m$	114,4	mm^2/m	

Values of Shear Resistance with shear reinforcement												
ϕ_s	n° of legs	A_{st} (mm^2)	s (mm)	A_{st}/m (mm^2/m)	ctgϑ calc	ctgϑ	Failure	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} Applied shear force (kN)	
10	**2**	157	**200**	785	3,527	2,500	Ductile Steel	301,99	559,67	**302**	**176**	*Verified*

Tabella 4-13: Verifica a taglio del palo.

La verifica a taglio risulta soddisfatta.

4.1.2.2 Verifica SLU del terreno

Le verifiche sono state effettuate con riferimento allo stato limite ultimo mediante la teoria di Broms considerando il palo libero di ruotare in testa ed immerso in un terreno incoerente.
La combinazione più gravosa ai fini delle verifiche è quella statica e nella Tabella 4-11 è riportato il calcolo delle azioni agenti in testa al palo di calcolo.
L'analisi mediante la teoria di Broms porta a concludere che il palo ha un comportamento da palo lungo, il coefficiente di sicurezza a carico limite orizzontale è superiore al minimo previsto dalla normativa pari a 1,7 (Tabella 4-14).

TEORIA DI BROMS PER PALO LIBERO DI RUOTARE IN TESTA				
H_d	79,25	kN	Azione orizzontale di progetto	
e	1,25	m	Eccentricità di H rispetto a testa palo	
d	0,6	m	Diametro del palo	
L	4,75	m	Lunghezza del palo	
γ	18,5	kN/m^3	Peso specifico terreno	
ϕ'	27	°	Angolo di attrito del terreno	
Kp	2,66		Coeff Spinta Passiva	
My	487,6	kN*m	Momento di plasticizzazione della sezione	
e/d	2,08333			
L/d	7,91667			
$Kp*\gamma*d^3$	10,6411			
H_{lim}	263,988	kN	**Carico limite da palo corto**	FS= 3,33
$H_{lim}/K_p*\gamma*d^3$	24,8083			
z	2,44	m	Profondità della sezione a M_{max}	
$Kp*\gamma*d^4$	6,38466			
M_{max}	759,158	kN*m	Momento di plasticizzazione della sezione	
$M_{max}<M_y$?	NO, IL MECCANISMO SARA' DA PALO LUNGO			
$Mmax/Kp*\gamma*d^4$	118,903			
$My/Kp*\gamma*d^4$	76,3705			
$H_{lim}/K_p*\gamma*d^3$	15,36			
H_{lim}	163,398	kN	**Carico limite da palo lungo**	FS= 2,06

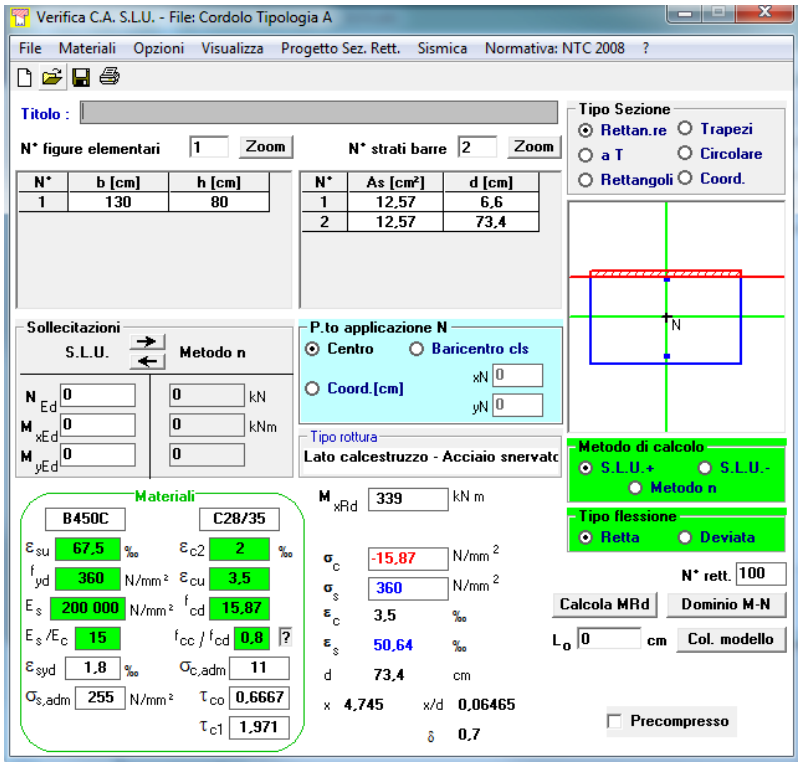
Tabella 4-14: Analisi SLU-Broms.

Il momento di plasticizzazione My=487,6 kNm viene ottenuto armando il palo con 10ϕ30 ed utilizzando calcestruzzo classe C25/30, acciaio B450C. Il ricoprimento della staffa viene assunto pari a 6 cm.

4.1.2.3 Verifica SLU del cordolo

Per il progetto dell'armatura del cordolo si considera cautelativamente uno schema di trave appoggiata-appoggiata su luce L di 3 m, soggetta ad un carico uniformemente distribuito q coincidente con l'azione tagliante T_G precedentemente calcolata per la verifica dei pali:
$q=T_G=20,09$ kN/ml
L=3m
$M_{max}=qL^2/8=22,6$ kNm
$T_{max}=qL/2=30,2$ kN
Si considera come sezione resistente quella al piede del cordolo di fondazione, di base 130 cm ed altezza 80 cm e in questa sezione si prevede una armatura a flessione costituita da

5ϕ20=15,71 cm^2 in modo da soddisfare la condizione di minimo prevista per l'armatura in zona tesa dalle NTC2008:
As>=As,min=max(0,26 bt d fctm/fyk;0,0013 bt d)=max(15,25;12,41)=15,25 cm^2.
L'armatura a taglio è costituita da staffe ϕ16/20'' a 2 bracci=2010 mm^2/m ($A_{sw,min}$=1,5b=1950 mm^2/m).
I valori del momento e del taglio resistente sono di seguito riportati:



Per la verifica del paramento si riportano nel seguito le sollecitazioni:

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
Dati			
b	1300	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	800	mm	altezza
d	734	mm	altezza utile
fck	28	N/mmq	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
fyd	391,3	N/mmq	resistenza di progetto dell'acciaio
fcd	15,87	N/mmq	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'cd	7,93	N/mmq	resistenza a compessione ridotta del cls d'anima
Asl	0	mmq	armatura longitudinale
k	1,52		fattore di ingranamento
νmin	0,35	N/mmq	tensione resistente minima
ρl	0,0000		rapporto geom. di armatura longit.
Ned	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σcp	0,00	N/mmq	tensione media di compressione nella sezione
αc	1,00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
Vrd	**331,82**	**kN**	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
Asmin	**1950**	**mmq/m**	armatura minima a taglio (4.1.6.1.1)

Resist. a taglio della trave non armata e passo massimo							
Ast (mmq)	s (mm)	ctgθcalc	ctgθ	rottura	Vrd3 (kN)	Vrd2 (kN)	**Vrd (kN)**
402	200	3,480	1,000	duttile lato acc	519,57	3406,49	**519,57**

Figura 4-14: Verifica a taglio del paramento SLU.

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.
La sezione è armata con 5ϕ20=15,71 cm^2 nel piano verticale, che rispetta l'armatura minima:
As>=As,min=max(0,26 bt d fctm/fyk;0,0013 bt d)=max(15,4;12,84)=15,4 cm^2
L'armatura a taglio è costituita da staffe ϕ16/20'' a 2 bracci=2010 mm^2/m ($A_{sw,min}$=1,5b=1200 mm^2/m).

4.2 TIPOLOGIA B

Il calcolo viene effettuato per un'altezza di barriera di 5 m, assumendo come dati di input i valori riportati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**.

GEOMETRIA MURO DI SOSTEGNO			
p%	**0**		*Pendenza del paramento di valle*
ψ	**90**	° (deg)	*angolo paramento int. muro*
H_t	**0,55**	m	*Altezza terreno a tergo del muro*
β	**0**	° (deg)	*inclinazione terreno a monte*
H	**0,60**	m	***Altezza totale muro***
h_p	0,00	m	*Altezza del paramento*
B	**0,80**	m	*Larghezza fondazione di base*
s_f	**0,60**	m	*Spessore ciabatta di fondazione*
s_{ps}	**0,00**	m	*Spessore paramento in sommità*
s_{pa}	0,00	m	*Spessore paramento alla base*
L_v	**0,00**	m	*Larghezza ciabatta di valle*
L_m	0,00	m	*Larghezza ciabatta di monte*
H_{falda}	0,55	m	*Profondità della falda*
H_{ts}	0,55	m	*Altezza terreno spingente*
γ_{muro}	**25,00**	kN/m^3	*Peso specifico muro*

PARAMETRI SISMICI			
k_h	**0,0860**		*coefficiente sismico orizzontale*
k_v	**0,0430**		*coefficiente sismico verticale*
γ^*_{sopra}	20,00	kN/m^3	Peso sfecifico del terreno soprafalda
γ^*_{sotto}	10,00	kN/m^3	Peso sfecifico del terreno sottofalda

GEOMETRIA BARRIERA ANTIRUMORE			
H_b	**5,20**	m	*Altezza barriera antirumore*
$\sigma_{barriera}$	**0,35**	kN/m^2	*Peso unitario barriera*
P_{vento}	**2,20**	kPa	*Pressione del vento sulla barriera*
$\lambda_{montante}$	**0,60**	kN/ml	*Peso lineare Montante (HEA240)*
i	**3,00**	m	*Interasse montanti*
N_b	2,87	kN	*Azione normale alla base barriera*
T_b	11,44	kN	*Azione tagliante alla base barriera*
M_b	29,74	kN	*Azione flettente alla base barriera*

Tabella 4-15: Assunzioni di calcolo Tipologia B.

Nelle successive tabelle viene riportato il calcolo delle azioni ad intradosso cordolo.

Azione	F_H [kN/m]	Y_{FH} [m]	ψ_{0j}	F_V [kN/m]	X_{FV} [m]	$XG_{,FV}$ [m]	ψ_{0j}
Peso muro (Fm1+Fm2)	0,00	0,00	1,00	12,00	0,40	0,00	1,00
Peso terreno inscatolato - Fw	0,00	0,58	1,00	0,00	0,00	0,40	1,00
Spinta attiva - Sat	1,01	0,18	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,00
Sovraccarico stradale - q	0,00	0,28	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,00
Azioni barriera - Fbv; Fbh	11,55	0,60	1,00	2,87	0,00	0,40	1,00
Azioni barriera - $M_v=P_{vento}*H_b^2/2$	30,32	kNm/m	1,00				
F_{urto}	14,13	0,55	0,00				
M_{urto}	21,20	kNm/m	0,00				

T_G =	12,56	kN/m
N_G =	14,87	kN/m
M_G =	38,58	kNm/m

Tabella 4-16: Azioni a intradosso cordolo SLE: Rara (Hbarr=5 m; Pv=2.2 kPa).

Azione	F_H [kN/m]	Y_{FH} [m]	ψ_{1j} / ψ_{2j}	F_V [kN/m]	X_{FV} [m]	$XG_{,FV}$ [m]	ψ_{1j} / ψ_{2j}
Peso muro (Fm1+Fm2)	0,00	0,00	1,00	12,00	0,40	0,00	1,00
Peso terreno inscatolato - Fw	0,00	0,58	1,00	0,00	0,00	0,40	1,00
Spinta attiva - Sat	1,01	0,18	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,00
Sovraccarico stradale - q	0,00	0,28	0,30	0,00	0,80	-0,40	0,30
Azioni barriera - Fbv; Fbh	11,55	0,60	0,20	2,87	0,00	0,40	1,00
Azioni barriera - $M_v=P_{vento}*H_b^2/2$	30,32	kNm/m	0,20				
F_{urto}	14,13	0,55	0,00				
M_{urto}	21,20	kNm/m	0,00				

T_G =	3,32	kN/m
N_G =	14,87	kN/m
M_G =	8,78	kNm/m

Tabella 4-17: Azioni a intradosso cordolo SLE: Frequente (Hbarr=5 m; Pv=2.2 kPa).

Azione	F_H [kN/m]	Y_{FH} [m]	γ_F set A1 γ_{Gi} ; γ_{Qi}	ψ_{0j}	F_V [kN/m]	X_{FV} [m]	$XG_{,FV}$ [m]	A1 γ_{Gi} ; γ_{Qi}	ψ_{0j}
Peso muro (Fm1+Fm2)	0,00	0,00	1,00	1,00	12,00	0,00	0,00	1,00	1,00
Spinta attiva - Sat	0,81	0,20	1,00	1,00	0,00	0,00	0,40	1,00	1,00
Sovraccarico stradale - q	2,93	0,30	1,00	0,30	0,00	0,00	0,40	1,00	0,30
Azioni barriera - Fbv; Fbh	6,00	0,60	1,50	0,00	1,30	0,00	0,40	1,00	1,00
Azioni barriera - Mv=Pvento*Hb2/2	9,00	kNm/m	1,50	0,00					
F_{urto}	14,13	0,60	1,00	1,00					
M_{urto}	21,20	kNm/m	1,00	1,00					

T_G =	1,01	kN/m
N_G =	14,87	kN/m
M_G =	1,33	kNm/m

Tabella 4-18: Azioni a intradosso cordolo SLE: Quasi Permanente (Hbarr=5 m; Pv=2.2 kPa).

Azione	F_H [kN/m]	Y_{FH} [m]	γ_F set A1 γ_{Gi} ; γ_{Qi}	ψ_{0j}	F_V [kN/m]	X_{FV} [m]	$XG_{,FV}$ [m]	A1 γ_{Gi} ; γ_{Qi}	ψ_{0j}
Peso muro (Fm1+Fm2)	0,00	0,00	1,00	1,00	12,00	0,40	0,00	1,30	1,00
Peso terreno inscatolato - Fw	0,00	0,58	1,00	1,00	0,00	0,00	0,40	1,30	1,00
Spinta con incremento per compattazione St	9,59	0,22	0,00	1,00	0,00	0,80	-0,40	0,00	1,00
Spinta attiva - Sat	1,01	0,18	1,30	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,30	1,00
Sovraccarico stradale - q	0,00	0,28	1,50	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,50	1,00
Azioni barriera - Fbv, Fbh	11,55	0,60	1,50	1,00	2,87	0,00	0,40	1,30	1,00
Azioni barriera - Mv=Pvento*Hb2/2	30,32	kNm/m	1,50	1,00					
F_{urto}	14,13	0,55	1,00	0,00					
M_{urto}	21,20	kNm/m	1,00	0,00					

T_G =	18,64	kN/m
N_G =	19,32	kN/m
M_G =	57,60	kNm/m

Tabella 4-19: Azioni a intradosso cordolo SLU: STATICO (Hbarr=5 m; Pv=2.2 kPa).

Azione	F_H [kN/m]	Y_{FH} [m]	γ_F set A1 γ_{Gi} ; γ_{Qi}	ψ_{0j}	F_V [kN/m]	X_{FV} [m]	$XG_{,FV}$ [m]	A1 γ_{Gi} ; γ_{Qi}	ψ_{0j}
Peso muro (Fm1+Fm2)	0,00	0,00	1,00	1,00	12,00	0,40	0,00	1,30	1,00
Peso terreno inscatolato - Fw	0,00	0,58	1,00	1,00	0,00	0,00	0,40	1,30	1,00
Spinta con incremento per compattazione St	9,59	0,22	0,00	1,00	0,00	0,80	-0,40	0,00	1,00
Spinta attiva - Sat	1,01	0,18	1,30	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,30	1,00
Sovraccarico stradale - q	0,00	0,28	1,50	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,50	1,00
Azioni barriera - Fbv, Fbh	11,55	0,60	1,50	0,00	2,87	0,00	0,40	1,30	1,00
Azioni barriera - Mv=Pvento*Hb2/2	30,32	kNm/m	1,50	0,00					
F_{urto}	14,13	0,55	1,00	1,00					
M_{urto}	21,20	kNm/m	1,00	1,00					

T_G =	15,44	kN/m
N_G =	19,32	kN/m
M_G =	30,70	kNm/m

Tabella 4-20: Azioni a intradosso cordolo ECCEZIONALE - Urto (Hbarr=5 m; Pv=2.2 kPa).

Azione	F_H [kN/m]	Y_{FH} [m]	set A1 γ_{Gi} ; γ_{Qi}	ψ_{2j}	F_V [kN/m]	X_{FV} [m]	$XG_{,FV}$ [m]	set A1 γ_{Gi} ; γ_{Qi}	ψ_{2j}
Peso muro (Fm1+Fm2)	0,00	0,30	1,00	1,00	12,00	0,40	0,00	1,00	1,00
Forza sismica Muro SFm	1,03	0,30	1,00	1,00	-0,52	0,40	0,00	1,00	1,00
Peso terreno inscatolato - Fw	0,00	0,58	1,00	1,00	0,00	0,00	0,40	1,00	1,00
Forza sismica terreno inscatolato - SFw	0,00	0,58	1,00	1,00	0,00	0,00	0,40	1,00	1,00
Spinta attiva - Sat	1,01	0,18	1,00	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,00	1,00
Incremento sismico della spinta - ΔEd-	0,12	0,18	1,00	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,00	1,00
Sovraccarico stradale - q	0,00	0,28	1,00	0,20	0,00	0,80	-0,40	1,00	0,20
Azioni barriera - Fbv, Fbh	11,55	0,60	1,00	0,00	2,87	0,00	0,40	1,00	1,00
Azioni barriera - $M_v=P_{vento}*H_b^2/2$	30,32	kNm/m	1,00	0,00					
F_{urto}	14,13	0,55	1,00	0,00					
M_{urto}	21,20	kNm/m	1,00	0,00					

T_G =	2,16	kN/m
N_G =	14,35	kN/m
M_G =	1,66	kNm/m

Tabella 4-21: Azioni a intradosso cordolo SLU: SISMA- (Hbarr=5m; Pv=2.2 kPa).

Azione	F_H [kN/m]	Y_{FH} [m]	set A1 γ_{Gi} ; γ_{Qi}	ψ_{2j}	F_V [kN/m]	X_{FV} [m]	$XG_{,FV}$ [m]	set A1 γ_{Gi} ; γ_{Qi}	ψ_{2j}
Peso muro (Fm1+Fm2)	0,00	0,30	1,00	1,00	12,00	0,40	0,00	1,00	1,00
Forza sismica Muro SFm	1,03	0,30	1,00	1,00	0,52	0,40	0,00	1,00	1,00
Peso terreno inscatolato - Fw	0,00	0,58	1,00	1,00	0,00	0,00	0,40	1,00	1,00
Forza sismica terreno inscatolato - SFw	0,00	0,58	1,00	1,00	0,00	0,00	0,40	1,00	1,00
Spinta attiva - Sat	1,01	0,18	1,00	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,00	1,00
Incremento sismico della spinta - ΔEd+	0,21	0,18	1,00	1,00	0,00	0,80	-0,40	1,00	1,00
Sovraccarico stradale - q	0,00	0,28	1,00	0,20	0,00	0,80	-0,40	1,00	0,20
Azioni barriera - Fbv; Fbh	11,44	0,60	1,00	0,00	2,87	0,00	0,40	1,00	1,00
Azioni barriera - $M_v=P_{vento}*H_b^2/2$	30,32	kNm/m	1,00	0,00					
F_{urto}	14,13	0,55	1,00	0,00					
M_{urto}	21,20	kNm/m	1,00	0,00					

T_G =	2,25	kN/m
N_G =	15,38	kN/m
M_G =	1,68	kNm/m

Tabella 4-22: Azioni a intradosso cordolo SLU: SISMA+ (Hbarr=5 m; Pv=2.2 kPa).

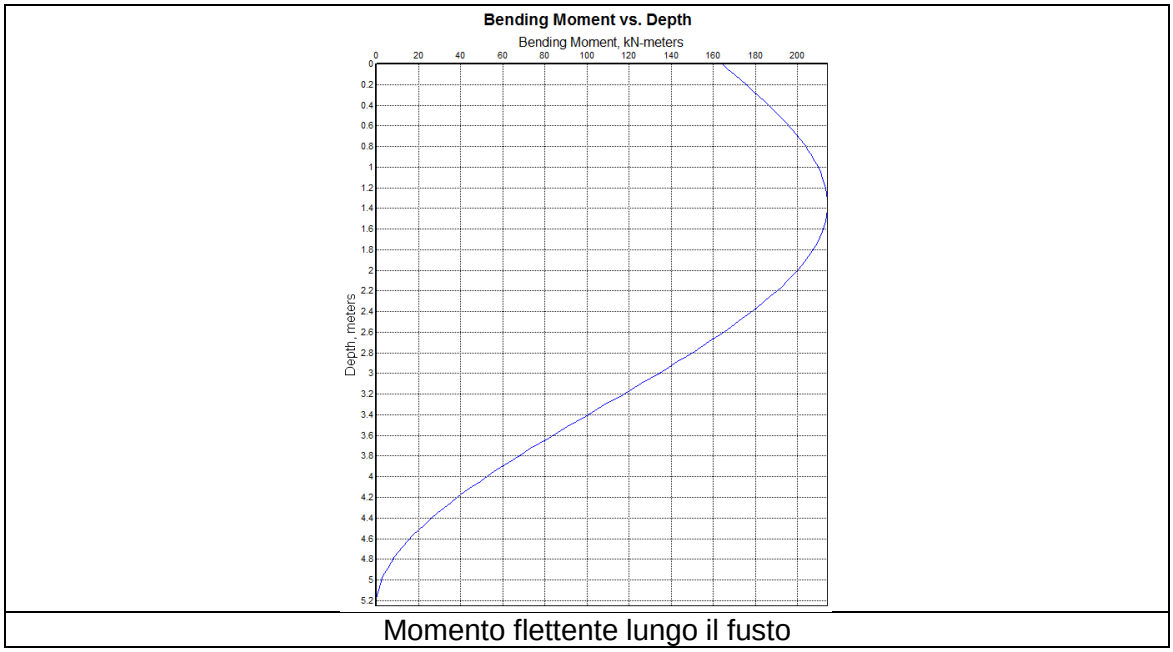
I pali hanno diametro 600 mm e sono disposti ad interasse di 3 m.

4.2.1 *VERIFICHE SLE*

In condizioni di esercizio l'analisi condotta il programma L-Pile della Ensoft, sulla base dei dati riportati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, fornisce gli andamenti di postamento laterale e momento flettente riportati nel seguito.

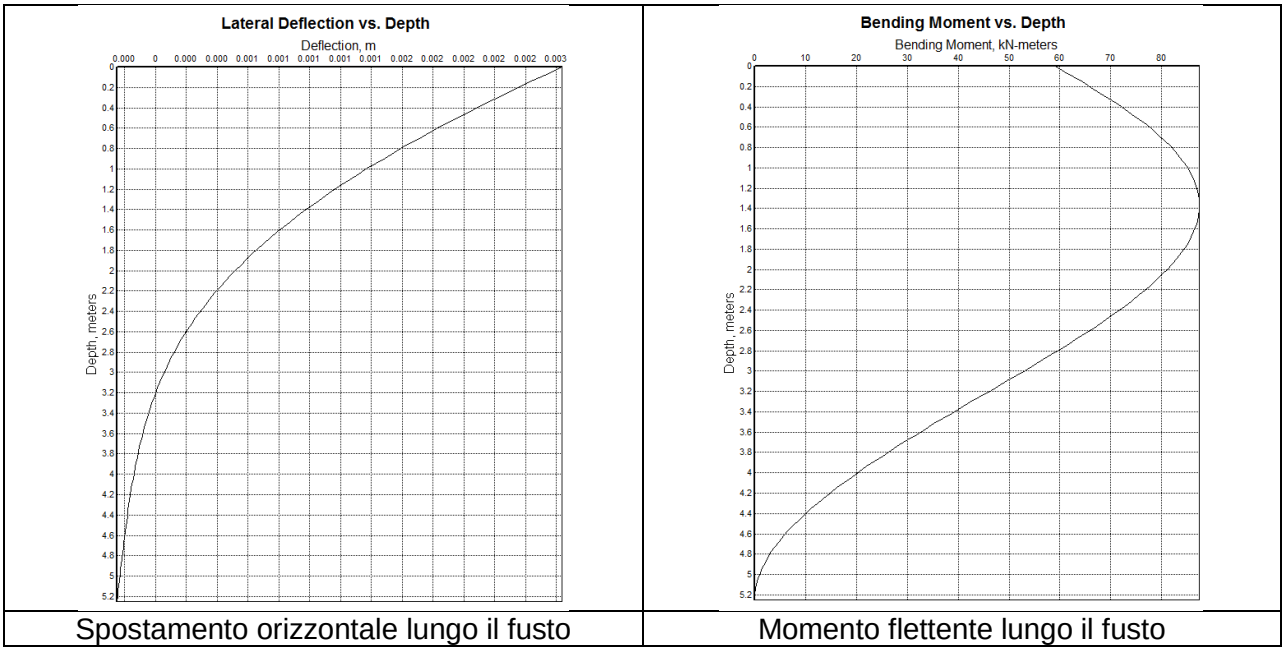
interasse	3,00	m	interasse	3,00	m	interasse	3,00	m
e	0,75	m	e	0,75	m	e	0,75	m
$\gamma_{cls}*A_{palo}$	7,07	kN/m	$\gamma_{cls}*A_{palo}$	7,07	kN/m	$\gamma_{cls}*A_{palo}$	7,07	kN/m
T_G =	12,56	kN/m	T_G =	3,32	kN/m	T_G =	1,01	kN/m
N_G =	14,87	kN/m	N_G =	14,87	kN/m	N_G =	14,87	kN/m
M_G =	38,58	kNm/m	M_G =	8,78	kNm/m	M_G =	1,33	kNm/m
T_P =	45,69	kN	T_P =	17,97	kN	T_P =	11,04	kN
N_P =	49,90	kN	N_P =	49,90	kN	N_P =	49,90	kN
M_P =	146,86	kN/m	M_P =	36,67	kN/m	M_P =	9,13	kN/m
SLE RARA			SLE FREQUENTE			SLE Q.P.		

Tabella 4-23: Azioni sul palo per la verifica SLE.



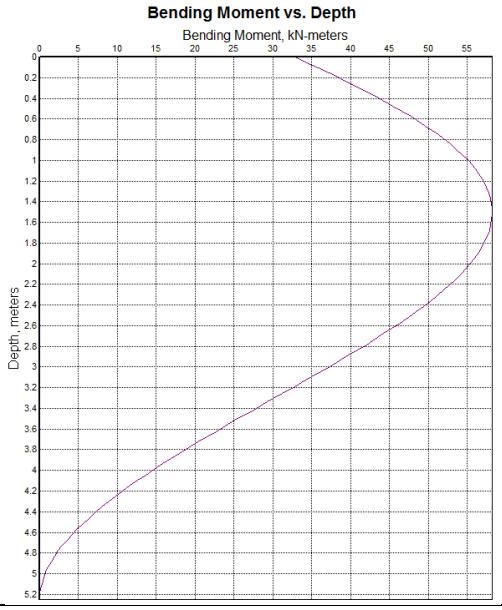
Momento flettente lungo il fusto

Figura 4-15: Combinazione SLE Rara.



Spostamento orizzontale lungo il fusto	Momento flettente lungo il fusto

Figura 4-16: Combinazione SLE Frequente.



Momento flettente lungo il fusto

Figura 4-17: Combinazione SLE Q.P..

4.2.1.1 Verifica a fessurazione

La seguente tabella riassume i massimi momenti lungo il fusto:

Momento massimo lungo il fusto [kNm]	
Combinazione Frequente	**Combinazione Q.P.**
88	59

Tabella 4-24: Momenti massimi lungo il fusto per verifica a fessurazione.

Nelle verifiche a favore di sicurezza si trascura lo sforzo assiale.
L'armatura longitudinale del palo è costituita da 10ϕ30.

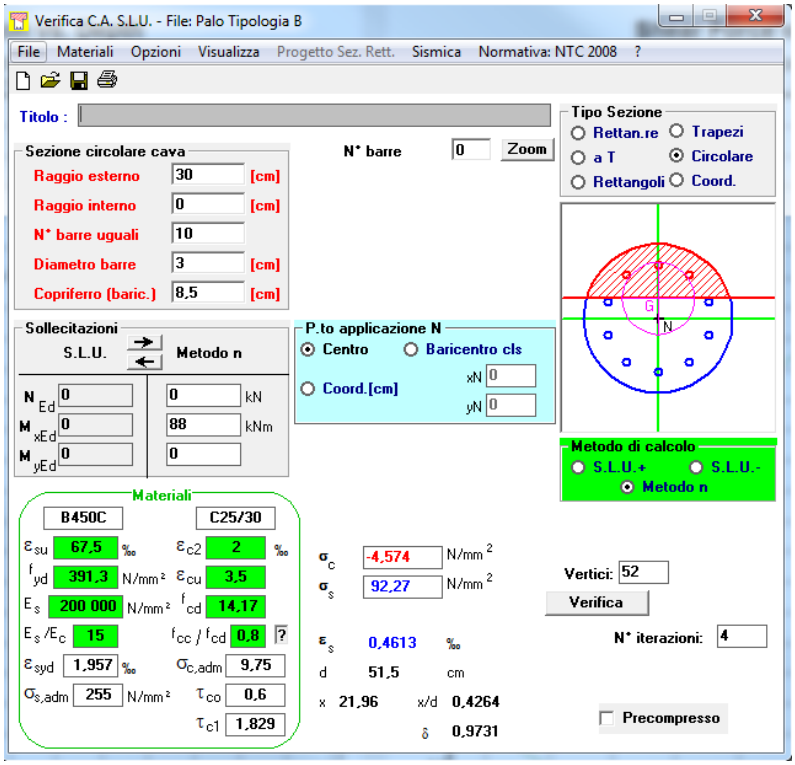


Figura 4-18: SLE Frequente.

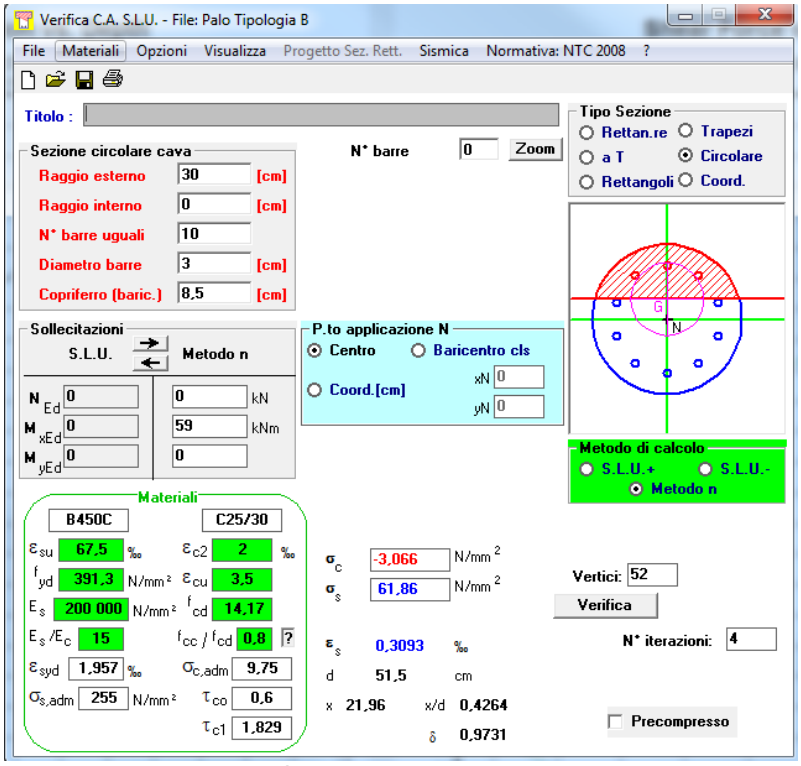


Figura 4-19: SLE Q.P..

Per cls di classe di esposizione XC2, armatura longitudinale 10ϕ30 (spaziatura circa 105 mm) la verifica risulta soddisfatta in quanto la tensione di lavoro delle barre di armatura è inferiore ai 160 MPa.

4.2.1.2 Verifica tensionale

La seguente tabella riassume i massimi momenti lungo il fusto:

Momento massimo lungo il fusto [kNm]	
Combinazione Rara	**Combinazione Q.P.**
215	59

Tabella 4-25: Momenti massimi lungo il fusto per verifica tensionale.

Nelle verifiche a favore di sicurezza si trascura lo sforzo assiale.

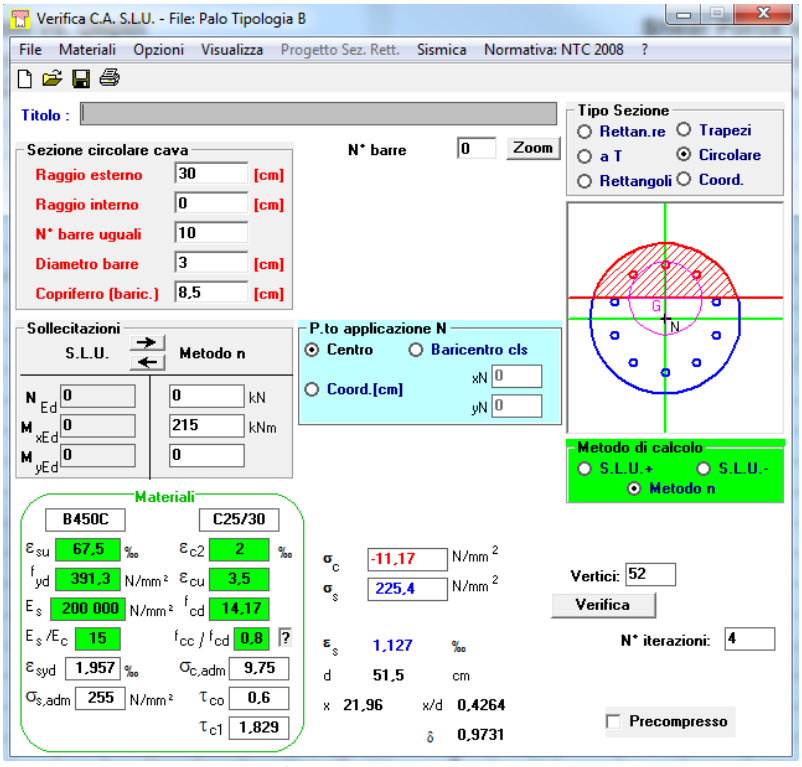


Figura 4-20: SLE Rara.

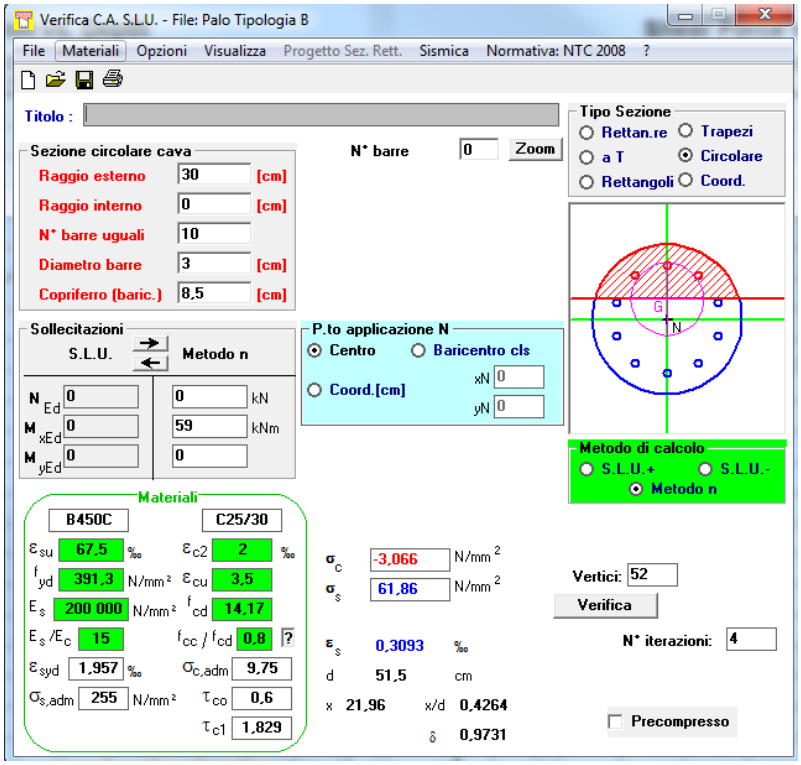


Figura 4-21: SLE Q.P..

Per calcestruzzo C25/30 ed acciaio B450C le tensioni limite sono le seguenti:

- Cls: 15 MPa (Rara), 11,25 MPa (Q.P.);
- Acciaio: 360 MPa (Rara).

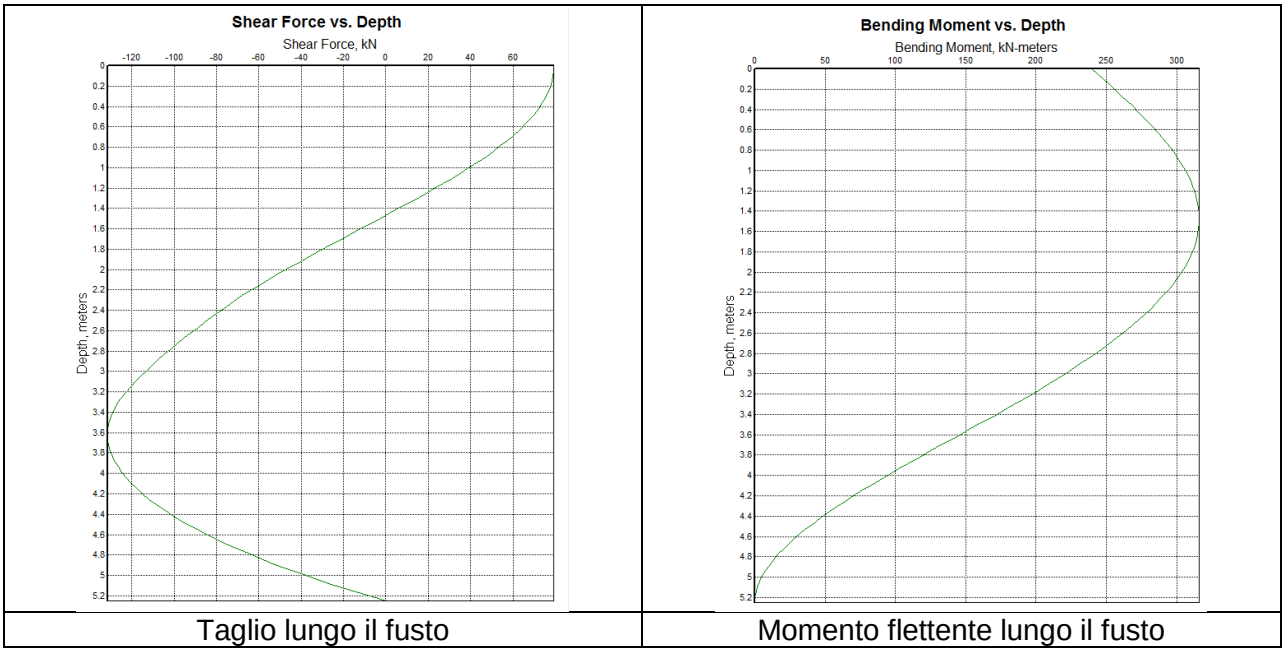
La verifica risulta soddisfatta.

4.2.2 *VERIFICHE SLU*

In condizioni di ultime l'analisi condotta il programma L-Pile della Ensoft, sulla base dei dati riportati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** (riferiti alla combinazione ccezionale, che è la più gravosa ai fini delle verifiche), fornisce gli andamenti di momento flettente e taglio riportati nel seguito.

interasse	3,00	m
e	0,75	m
$\gamma_{cls}*A_{palo}$	7,07	kN/m
T_G =	15,44	kN/m
N_G =	19,32	kN/m
M_G =	30,70	kNm/m
T_P =	56,74	kN
N_P =	63,28	kN
M_P =	130,57	kN/m

Tabella 4-26: Azioni sul palo per la verifica SLU (ECCEZIONALE).



Taglio lungo il fusto	Momento flettente lungo il fusto

Figura 4-22: Sollecitazioni lungo il fusto.

4.2.2.1 Verifica SLU del palo

La seguente tabella riassume i massimi momenti lungo il fusto:

Momento massimo lungo il fusto [kNm]	Taglio massimo lungo il fusto [kNm]
317	132

Tabella 4-27: Sollecitazioni massime lungo il fusto per verifica SLU.

Nelle verifiche a favore di sicurezza si trascura lo sforzo assiale.
Il palo è armato con 10ϕ30 ed il ricoprimento della staffa viene assunto pari a 6 cm.

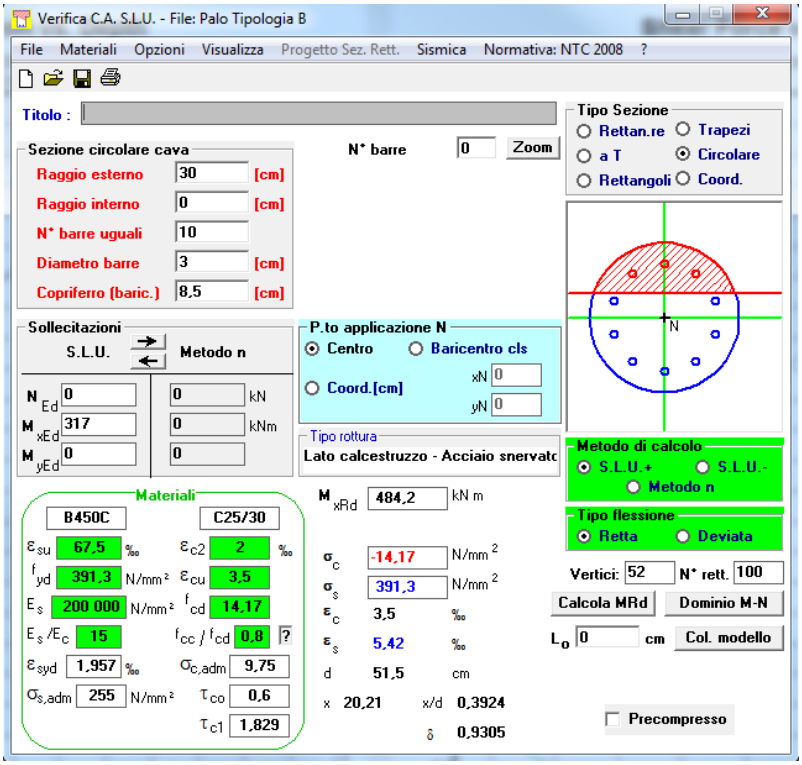


Figura 4-23: Verifica a flessione del palo.

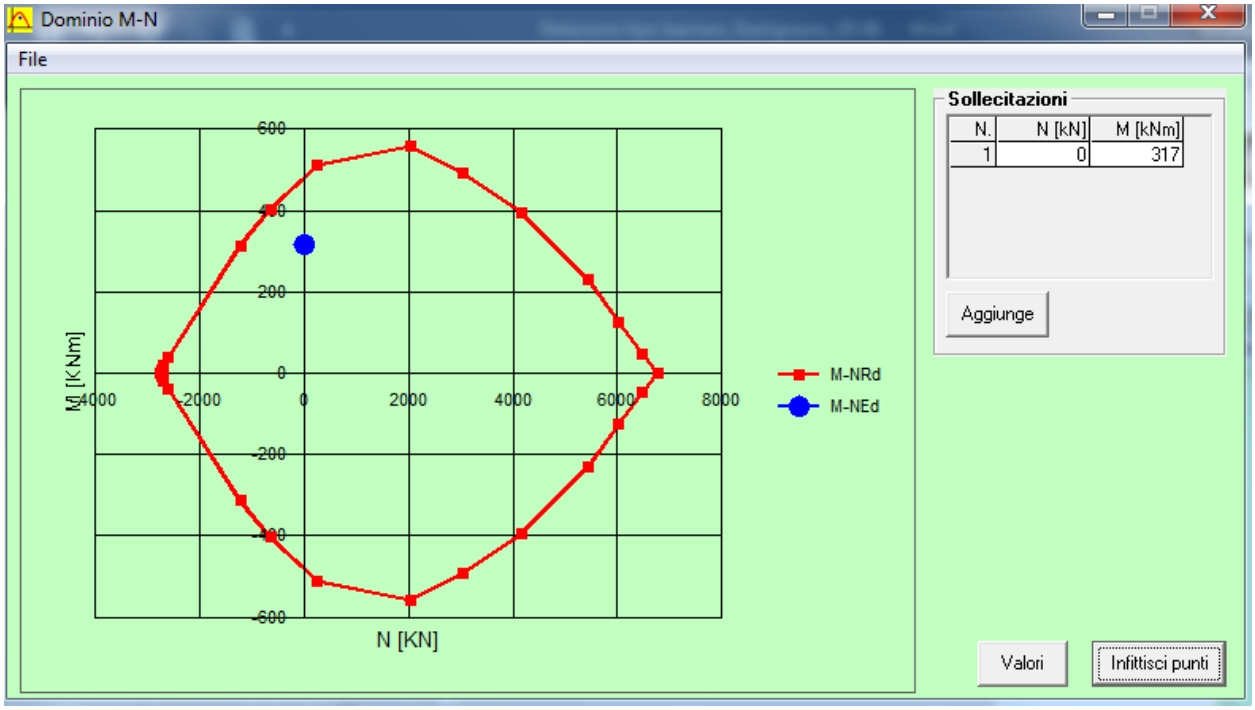


Figura 4-24: Dominio M-N palo.

La verifica a flessione risulta soddisfatta.
Si prevede una staffatura a spirale ϕ10 passo 20cm, i calcoli sono sviluppati di seguito:

Circular Section - Shear Verification			
Input			
Section Data			
Ø	**600**	mm	**Diameter of section**
r	300	mm	Radius of section
c_s	**60**	mm	**External Cover**
$Ø_t$	**10**	mm	**Transverse reinforcement diameter**
$Ø_l$	**30**	mm	**Longitudinal reinforcement diameter**
n	**10**		**Number of bars for longitudinal reinforcement**
c	85	mm	Gross Cover
r_s	215	mm	Radius of longitudinal reinforcement
d_{eq}	436,94	mm	Effective depth EC8_2_2005 5.6.3.3
h_{eq}	521,94	mm	Height of equivalent rectangular section
A	282600	mm^2	Area of circular section
b_{eq}	541,44	mm	Width of equivalent rectangular section
A_f	706,5	mm^2	Area of single bar
A_s	7065	mm^2	Area of longitudinal reinforcements
Materials Data			
Concrete			
R_{ck}	**30**	MPa	**Characteristic Cubic Compressive Strenght**
f_{ck}	25	MPa	Characteristic Compressive Strenght
f_{cd}	14	MPa	Design Compressive Strenght
f_{cm}	33	MPa	Mean Compressive Strenght
f_{ctm}	2,6	MPa	Tensile Strenght
$f_{ctk;0,05}$	1,8	MPa	
f_{cfk}	2,1	MPa	
$f_{ctk;0,95}$	2,3	MPa	
E_{cm}	31	MPa	Young's Modulus
Steel			
f_{yk}	**450**	MPa	**Yeld Strength of Steel**
f_{yd}	391	MPa	Design Strenght of Steel
E_s	200000	MPa	Young's Modulus
Parameters for shear verification			
γ_c	**1,5**		**Partial Factor for Concrete**
α	**90**		**Angle of shear reinforcement**
N_{ed}	**0**	N	**Design Value of the applied axial force**
cotgα	0,00		
k_1	0,15		
f_{cd}	14,11	MPa	Design Compressive Strenght for Concrete
f'_{cd}	7,06	MPa	Reduced Design Compressive Strenght for Concrete
A_{sl}	4945,5	mm^2	Area of reinforcement
k	1,68		
ν_{min}	0,38	MPa	
ρ_l	0,0200		Reinforcement Ratio for longitudinal reinforcement
σ_{cp}	0,00	MPa	Compressive stress in the concrete from axial load
C_{rd}	0,12		
If structure is not pre-stressed write 1, else write 0			1
α_{cw}	1	cient for taking account of the state of the stress in the compression	
ν	0,540	Strenght reduction factor for concrete craked in shear	

Results of shear verification			
$V_{Rd,c}$	**175**	**kN**	**r resistance of element without shear reinforce**
Minimum Shear Reinforcement EC2 6.2.2			
$\rho_{w,min} = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot sen\alpha)$	**0,0009**	**-**	**Minimum shear reinforcement (9.2.2)**
$A_{sw,min}/m$	**114,4**	mm^2/m	

Values of Shear Resistance with shear reinforcement													
ϕ_s	**n° of legs**	**A_{st} (mm^2)**	**s (mm)**	**A_{st}/m (mm^2/m)**	**ctgϑ calc**	**ctgϑ**	**Failure**	**$V_{Rd,s}$ (kN)**	**$V_{Rd,c}$ (kN)**	**V_{Rd} (kN)**	**V_{Ed}**	**Applied shear force (kN)**	
10	**2**	157	**200**	785	3,527	2,500	Ductile Steel	301,99	559,67	**302**	**132**		*Verified*

Tabella 4-28: Verifica a taglio del palo.

La verifica a taglio risulta soddisfatta.

4.2.2.2 Verifica SLU del terreno

Le verifiche sono state effettuate con riferimento allo stato limite ultimo mediante la teoria di Broms considerando il palo libero di ruotare in testa ed immerso in un terreno incoerente.
La combinazione più gravosa ai fini delle verifiche è quella statica e nella **Errore. L'origine iferimento non è stata trovata.** è riportato il calcolo delle azioni agenti in testa al palo di calcolo.
L'analisi mediante la teoria di Broms porta a concludere che il palo ha un comportamento da palo lungo, il coefficiente di sicurezza a carico limite orizzontale è superiore al minimo previsto dalla normativa pari a 1,7 (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

TEORIA DI BROMS PER PALO LIBERO DI RUOTARE IN TESTA				
H_d	56,74	kN	Azione orizzontale di progetto	
e	0,75	m	Eccentricità di H rispetto a testa palo	
d	0,6	m	Diametro del palo	
L	5,25	m	Lunghezza del palo	
γ	18,5	kN/m^3	Peso specifico terreno	
ϕ'	27	°	Angolo di attrito del terreno	
Kp	2,66		Coeff Spinta Passiva	
My	487,6	kN*m	Momento di plasticizzazione della sezione	
e/d	1,25			
L/d	8,75			
$Kp*\gamma*d^3$	10,6411			
H_{lim}	356,436	kN	**Carico limite da palo corto**	FS= 6,28
$H_{lim}/K_p*\gamma*d^3$	33,4961			
z	2,84	m	Profondità della sezione a M_{max}	
$Kp*\gamma*d^4$	6,38466			
M_{max}	940,657	kN*m	Momento di plasticizzazione della sezione	
$M_{max}<M_y$?	NO, IL MECCANISMO SARA' DA PALO LUNGO			
$Mmax/Kp*\gamma*d^4$	147,331			
$My/Kp*\gamma*d^4$	76,3705			
$H_{lim}/K_p*\gamma*d^3$	17,59			
H_{lim}	187,124	kN	**Carico limite da palo lungo**	FS= 3,30

Tabella 4-29: Analisi SLU-Broms.

Il momento di plasticizzazione My=487,6 kNm viene ottenuto armando il palo con 10ϕ30 ed utilizzando calcestruzzo classe C25/30, acciaio B450C. Il ricoprimento della staffa viene assunto pari a 6 cm.

4.2.2.3 Verifica SLU del cordolo

Per il progetto dell'armatura del cordolo si considera cautelativamente uno schema di trave appoggiata-appoggiata su luce L di 3 m, soggetta ad un carico uniformemente distribuito q coincidente con l'azione tagliante T_G precedentemente calcolata per la verifica dei pali:
$q=T_G=15,44$ kN/ml
L=3m
$M_{max}=qL^2/8=17,4$ kNm
$T_{max}=qL/2=23,2$ kN

La sezione resistente ha base 60 cm ed altezza 80 cm e in questa sezione si prevede una armatura a flessione costituita da 4ϕ20=12,57 cm^2 in modo da soddisfare la condizione di minimo prevista per l'armatura in zona tesa dalle NTC2008:
As>=As,min=max(0,26 bt d fctm/fyk;0,0013 bt d)=max(7,3;5,7)=7,3 cm^2
L'armatura a taglio è costituita da staffe ϕ 14/20'' a 2 bracci=1540 mm^2/m ($A_{sw,min}$=1,5b=900 mm^2/m).
I valori del momento e del taglio resistente sono di seguito riportati:

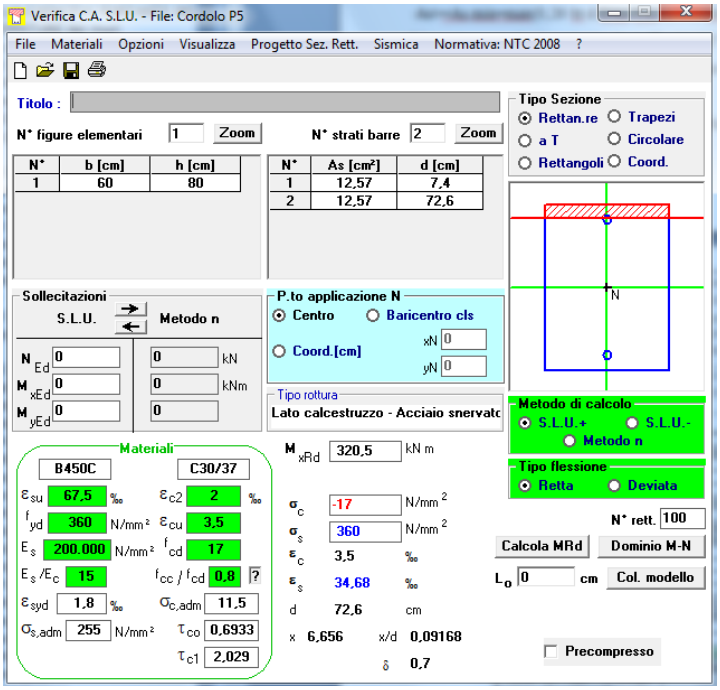


Tabella 4-30: Verifica a flessione del cordolo.

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			

Dati			
b	600	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	800	mm	altezza
d	726	mm	altezza utile

fck	28	N/mmq	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
fyd	391,3	N/mmq	resistenza di progetto dell'acciaio
fcd	15,87	N/mmq	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'cd	7,93	N/mmq	resistenza a compessione ridotta del cls d'anima
Asl	0	mmq	armatura longitudinale
k	1,52		fattore di ingranamento
νmin	0,35	N/mmq	tensione resistente minima
ρl	0,0000		rapporto geom. di armatura longit.
Ned	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σcp	0,00	N/mmq	tensione media di compressione nella sezione
αc	1,00		coefficiente maggiorativo

Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
Vrd	**151,91**	**kN**	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
Asmin	**900**	**mmq/m**	armatura minima a taglio (4.1.6.1.1)

Resist. a taglio della trave non armata e passo massimo							
Ast (mmq)	s (mm)	ctgθcalc	ctgθ	rottura	Vrd3 (kN)	Vrd2 (kN)	**Vrd (kN)**
402	200	2,248	1,000	duttile lato cls	513,91	1555,09	**513,91**

Tabella 4-31: Verifica a taglio del cordolo.

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.
La sezione è armata con 4ϕ20=12,57 cm^2 nel piano verticale, che rispetta l'armatura minima: As>=As,min=max(0,26 bt d fctm/fyk;0,0013 bt d)=max(7,1;5,5)=7,1 cm^2.
L'armatura a taglio è costituita da staffe ϕ16/20'' a 2 bracci=2010 mm^2/m ($A_{sw,min}$=1,5b=1200 mm^2/m).