

S.G.C. E78 GROSSETO - FANO

Tratto Selci Lama (E45) - S. Stefano di Gaifa.

Adeguamento a 2 corsie del tratto della Variante di Urbania

PROGETTO DEFINITIVO

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Claudio Müller</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 15754</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> ★</p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>(Mandante)</p> <p>cooprogetti cocoprogetti</p> <p>(Mandante)</p> <p>engeko</p> <p>(Mandante)</p> <p>AIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 2):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MAGGIORI

VIADOTTI E PONTI

VIADOTTO SAN ERACLIANO

Sottostrutture – Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T00VI02STRRE02_B		
DPAN247	D	22	CODICE ELAB. T O O V I O 2 S T R R E 0 2	B	-
D					
C					
B	Rev. Ist.U.0039705 24/01/22 e Ist.U.0057794 01/02/22	Feb. '22	Sigmund	Muller	Guiducci
A	Emissione	Ottobre '21	Sigmund	Muller	Guiducci
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	Premessa/descrizione	7
1.1	Descrizione delle opere	7
2	Normative di riferimento	9
2.1	Opere in c.a. e acciaio, carichi e azioni sulle costruzioni	9
3	Durabilità, copriferri e resistenze materiali	10
3.1	Generalità e condizioni ambientali	10
3.2	Requisiti di durabilità	13
3.3	Copriferri	13
3.3.1	Mediopali di fondazione	14
3.3.2	Platea spalle	15
3.3.3	Elevazione spalle e muri	15
3.3.4	Cordoli, baggioli e ritegni	15
3.4	Resistenze e deformazioni calcestruzzi	16
3.4.1	Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. A)	16
3.4.2	Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. B)	17
3.4.3	Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. C)	17
3.5	Resistenza acciaio per c.a. e carpenteria metallica	18
3.5.1	Barre, tondini e reti	18
3.5.2	Tubi per micropali	18
4	Vita nominale e vita di riferimento delle opere	18
4.1	Parametri sismici base	18
4.1.1	Coordinate geodetiche di riferimento	18
4.1.2	Parametri sismici (su sito di riferimento rigido orizzontale)	18
4.1.3	Parametri sismici del terreno	19
4.1.4	Stato limite SLO	19
4.1.5	Stato limite SLD	19
4.1.6	Stato limite SLV	20
4.1.7	Stato limite SLC	20
5	Modelli di calcolo	21
6	Sollecitazioni caratteristiche da impalcati	25
6.1	Sollecitazioni scaricate su appoggi su spalle	25
6.2	Sollecitazioni scaricate su appoggi su pile	28
7	Combinazioni di carico	30
7.1	Coefficienti parziali di sicurezza per comb. di carico SLU/SLV/SLE	30
7.2	Azioni nelle verifiche agli stati limite	31
7.2.1	Stati limite ultimi	31
7.2.2	Stati limite di esercizio	31
7.3	Combinazioni dei carichi maggiormente significative	31
7.3.1	Combinazioni SLU/SLV	31
7.3.2	Combinazioni SLE - rara	32
7.3.3	Combinazioni SLE - frequente	33

progettazione ati:

7.3.4	Combinazioni SLE – quasi permanente.....	33
8	Geometrie elementi strutturali: spalla B.....	35
8.1	Geometria spalla: schemi grafici qualitativi	35
8.1.1	Disassamento baricentro appoggi	38
8.1.2	Dimensioni geometriche spalla.....	38
8.1.3	Dati geotecnici e sismici dei terreni	40
8.1.4	Distribuzione masse elementi spalla.....	40
8.1.5	Distribuzione inerzie sismiche	40
8.1.6	Valori maggiormente indicativi delle spinte e dei momenti sismici (delle terre)	41
8.1.7	Sollecitazioni scaricate dagli impalcati.....	41
8.1.8	Caratteristiche geotecniche: interazioni pali-terreni.....	46
8.1.9	Schema e disposizione dei pali	46
8.1.10	Numerazione dei nodi e caratteristiche inerziali della palificata.....	48
8.1.11	Sollecitazioni sulla palificata e su singolo palo più sfavorito	49
8.1.12	Inviluppi delle massime sollecitazioni sulla palificata (spalla B).....	53
8.1.13	Inviluppi delle massime sollecitazioni su palo maggiormente cementato	53
9	Geometrie elementi strutturali: spalla A.....	56
9.1	Geometria spalla: schemi grafici qualitativi	56
9.1.1	Disassamento baricentro appoggi	58
9.1.2	Dimensioni geometriche spalla.....	58
9.1.3	Dati geotecnici e sismici dei terreni	60
9.1.4	Distribuzione masse elementi spalla.....	60
9.1.5	Distribuzione inerzie sismiche	60
9.1.6	Valori maggiormente indicativi delle spinte e dei momenti sismici (delle terre)	61
9.1.7	Sollecitazioni scaricate dagli impalcati.....	61
9.1.8	Caratteristiche geotecniche: interazioni pali-terreni.....	66
9.1.9	Schema e disposizione dei pali (relativi alla spalla A).....	66
9.1.10	Numerazione dei nodi e caratteristiche inerziali della palificata.....	68
9.1.11	Sollecitazioni sulla palificata e su singolo palo più sfavorito	69
9.1.12	Inviluppi delle massime sollecitazioni sulla palificata (spalla n. A).....	73
9.1.13	Inviluppi delle massime sollecitazioni su palo maggiormente cementato	73
10	Geometrie elementi strutturali: pila 1.....	76
10.1	Geometria pila: schemi grafici qualitativi.....	76
10.1.1	Geometria appoggi	76
10.1.2	Dimensioni geometriche pila.....	77
10.1.3	Dati geotecnici e sismici dei terreni	78
10.1.4	Distribuzione masse elementi pila	78
10.1.5	Distribuzione inerzie sismiche	79
10.1.6	Sollecitazioni scaricate dagli impalcati.....	79
10.2	Dettagli palificata.....	84
10.2.1	Schema e disposizione dei pali	84
10.2.2	Coordinate dei pali e relative grandezze di inerzia	85
10.2.3	Massime sollecitazioni sulla palificata (pila 1).....	85

progettazione ati:

10.2.4	Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato	86
11	Verifiche strutturali spalla B	87
11.1	Premessa	87
11.2	Verifica mediopalo maggiormente cementato	87
11.3	Verifiche elemento paraghiaia	88
11.3.1	Modello di calcolo	88
11.3.2	Dati e sollecitazioni di carico	88
11.3.3	Combinazioni di carico	89
11.3.4	Combinazioni di carico, riferite a $b_w = 1$ m di larghezza di muro	89
11.3.5	Verifica armature verticali	90
11.4	Verifica muri di risvolto per urto di veicolo in svio: q_8	94
11.4.1	Verifica taglio su sezione a quota y dei muri di risvolto (verifica locale)	97
11.5	Verifica cordolo e sezione di attacco cordolo/muro	99
11.6	Verifica elementi muri di risvolto	100
11.6.1	Modello di calcolo adottato	100
11.6.2	Dati geometrici e di carico	100
11.6.3	Formulazione per il calcolo delle sollecitazioni taglianti e flettenti	101
11.6.4	Sollecitazioni di calcolo per le verifiche di resistenza	102
11.6.5	Verifiche armature e resistenza a taglio	102
11.6.6	Esiti verifiche a taglio	110
11.7	Verifica platea (mensola tozza)	110
11.7.1	Modello di calcolo adottato	110
11.7.2	Geometria dell'unghia della soletta di fondazione	111
11.7.3	Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005	111
11.7.4	Caratteristiche di progetto	111
11.8	Verifica platea (punzonamento su palo)	114
11.8.1	Modello di calcolo adottato	114
11.8.2	Colonna rettangolare interna (palo equivalente) con carico eccentrico rispetto a uno degli assi	114
11.8.3	Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente	114
11.8.4	Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza $2d$	115
11.9	Verifica parete di elevazione	116
11.9.1	Modello di calcolo	116
11.9.2	Dati di progetto	116
11.9.3	Grandezze calcolate	117
11.9.4	Schemi di calcolo resistenti adottati	119
11.9.5	Sollecitazioni di calcolo assunte nelle sezioni allo spiccatto (estradosso plinto)	119
11.9.6	Sollecitazioni di calcolo e dimensioni assegnate alle sezioni resistenti	120
11.10	Verifica cordolo	124
12	Verifiche strutturali spalla A	126
12.1	Verifica pali di fondazione	126
12.1.1	Interazione geotecnica palo-terreno (taglio-momento)	126
12.1.2	Sollecitazioni di progetto su pali: verifica resistenza	126
12.2	Verifica elemento paraghiaia	126

progettazione ati:

12.3	Verifica muri di risvolto per urto di veicolo in svio: q_8	127
12.3.1	Verifica taglio su sezione a quota y dei muri di risvolto (verifica locale)	129
12.4	Verifica cordolo e sezione di attacco cordolo/muro	132
12.5	Verifica eccezionale urto bandiera spalla	132
12.5.1	Verifica taglio su sezione di incastro	133
12.6	Verifica muri di risvolto	135
12.6.1	Modello di calcolo adottato	135
12.6.2	Dati geometrici e di carico	135
12.6.3	Formulazione per il calcolo delle sollecitazioni taglianti e flettenti	136
12.6.4	Sollecitazioni di calcolo per le verifiche di resistenza	136
12.6.5	Verifiche armature e resistenza a taglio	137
12.7	Verifica platea (mensola tozza)	145
12.7.1	Modello di calcolo adottato	145
12.7.2	Geometria dell'unghia della soletta di fondazione	145
12.7.3	Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005	145
12.7.4	Caratteristiche di progetto	146
12.8	Verifica platea (punzonamento su palo)	148
12.8.1	Modello di calcolo adottato	148
12.8.2	Colonna rettangolare interna (palo equivalente) con carico eccentrico rispetto a uno degli assi	149
12.8.3	Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente	149
12.8.4	Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza $2d$	150
12.9	Verifica parete di elevazione	150
12.9.1	Modello di calcolo	150
12.9.2	Dati di progetto	150
12.9.3	Grandezze calcolate	151
12.9.4	Schemi di calcolo resistenti adottati	153
12.9.5	Sollecitazioni di calcolo assunte nelle sezioni allo spiccato (estradosso plinto)	154
12.9.6	Sollecitazioni di calcolo e dimensioni assegnate alle sezioni resistenti	155
13	Verifiche strutturali pila 1	160
13.1	Premessa	160
13.2	Verifica palificata	160
13.3	Verifica sbalzo mensola tozza (pila)	161
13.3.1	Modello di calcolo adottato	161
13.3.2	Geometria dell'unghia della soletta di fondazione	161
13.3.3	Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005	161
13.3.4	Caratteristiche di progetto	161
13.3.5	Armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali)	162
13.4	Verifica platea (punzonamento pali)	163
13.4.1	Modello di calcolo adottato	163
13.4.2	Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente	164
13.4.3	Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza $2d$	164
13.5	Verifiche a pressoflessione su sezione pila allo spiccato	165
13.5.1	Esito verifiche allo stato limite ultimo	166

progettazione ati:

13.5.2	Esito verifiche allo stato limite di esercizio.....	168
13.6	Verifica a taglio sezione spiccato pila	169
13.7	Verifica sbalzo mensola tozza: verifica armature pulvino.....	171
13.7.1	Modello di calcolo adottato	171
13.7.2	Geometria dello sbalzo del pulvino.....	171
13.7.3	Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005	172
13.7.4	Caratteristiche di progetto.....	172
	Caratteristiche del materiale calcestruzzo	172
13.7.5	Dettagli armature	172
13.7.6	Carichi agenti (SLU/SLV).....	173
13.7.7	Armature longitudinali a trazione (pulgino a sbalzo)	173
13.8	Verifica curvatura convenzionale di prima plasticizzazione	175
14	Verifica baggioli di appoggio	182
15	Verifica ritegni sismici.....	186
15.1.1	Ritegni Spalle	187
15.1.2	Ritegni Pile	190
16	Giudizio motivato di accettabilita' dei risultati	192
17	Verifica opere provvisionali	193
17.1	Sezione di calcolo	193
17.1.1	Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi	194
17.1.2	Parametri geotecnici.....	195
17.2	Modello di calcolo	197
17.2.1	Fasi di calcolo.....	198
17.3	Risultati	199
17.4	Verifiche strutturali e geotecniche	203
17.4.1	Verifica Strutturale del mediopalo.....	203
17.4.2	Verifica a Sfilamento dei Tiranti	204
17.4.3	Verifica a Rottura del tirante	205
17.4.4	Verifica Gerarchia delle resistenze dei Tiranti	205
17.4.5	Verifica Strutturale Trave di Ripartizione	206
17.4.6	Verifica profondita' di infissione	208
17.4.7	Verifica di Stabilita'	209
18	Verifica muro andatore	210
18.1	Geometria muro	210
18.2	Parametri Sismici	212
18.3	Calcolo delle Spinte sul muro.....	212
18.4	Condizioni di carico	214
18.5	Combinazioni di carico	216
18.6	Modello di calcolo	218
18.7	Risultati modello di calcolo.....	220
18.7.1	Sollecitazioni paramento.....	222
18.7.2	Sollecitazioni Piastra di fondazione	225
18.8	Verifiche strutturali	226

progettazione ati:

18.8.1	Verifica a flessione paramento	226
18.8.2	Verifica a taglio paramento	228
18.8.3	Verifica a flessione piastra fondazione	230
18.8.4	Verifica a taglio piastra fondazione	230
18.8.5	Verifica palo di fondazione.....	231
18.9	Verifiche di esercizio	232
18.9.1	Verifica delle tensioni di esercizio	232
18.9.2	Verifica a fessurazione	239
19	software utilizzati e licenze.....	246

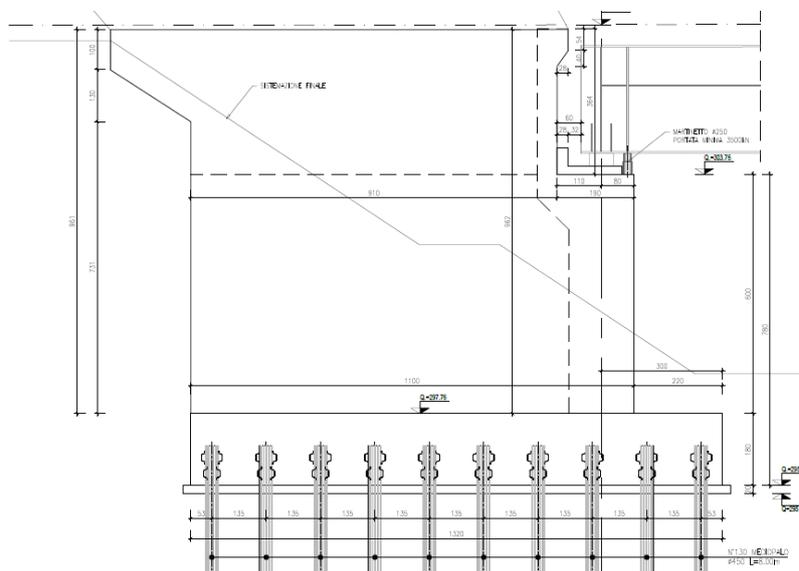
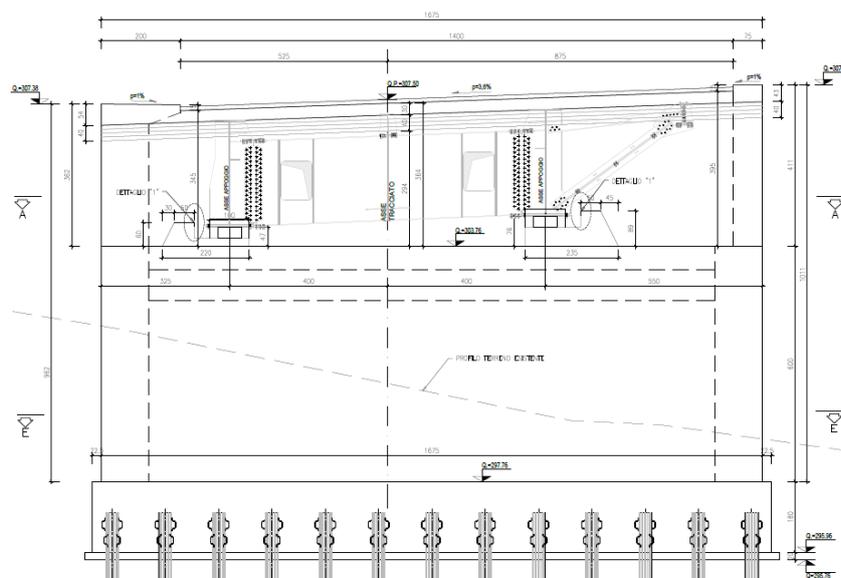
progettazione ati:

1 PREMESSA/DESCRIZIONE

1.1 Descrizione delle opere

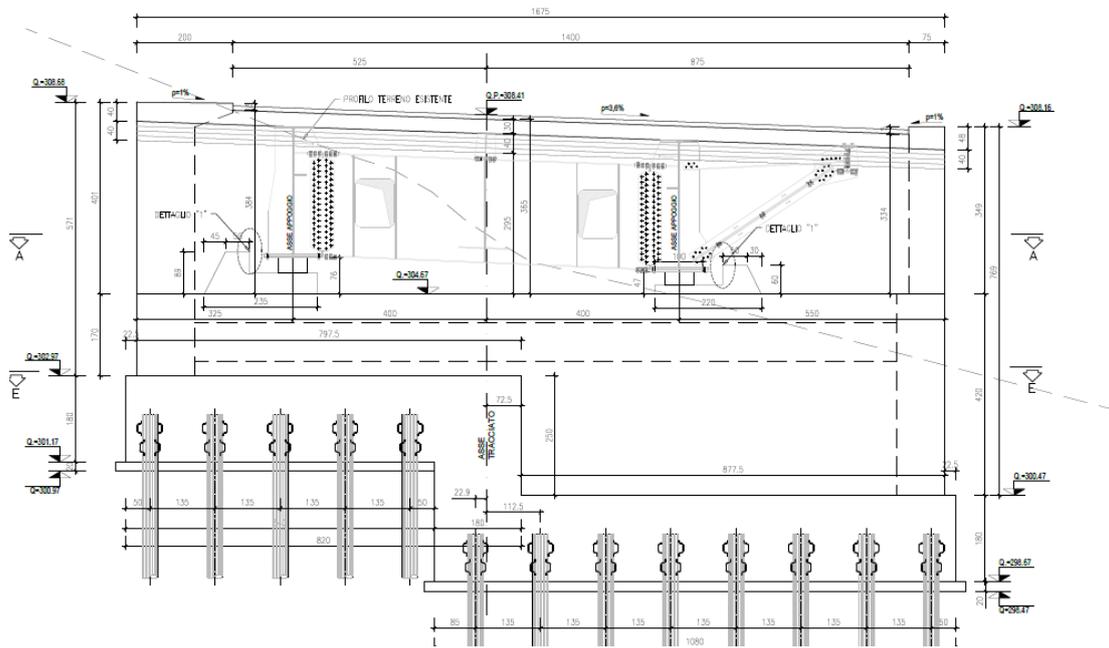
Per la descrizione dell’impalcato si rimanda alla specifica relazione. Analogamente, per le caratteristiche e i dati geotecnici utilizzati nei calcoli della presente relazione, si rimanda alla specifica relazione.

Le sottostrutture sono costituite da spalle e pile tradizionali in c.a., caratterizzate da fondazioni profonde con mediopali $\phi 450$ mm armati con tubolare d’acciaio.

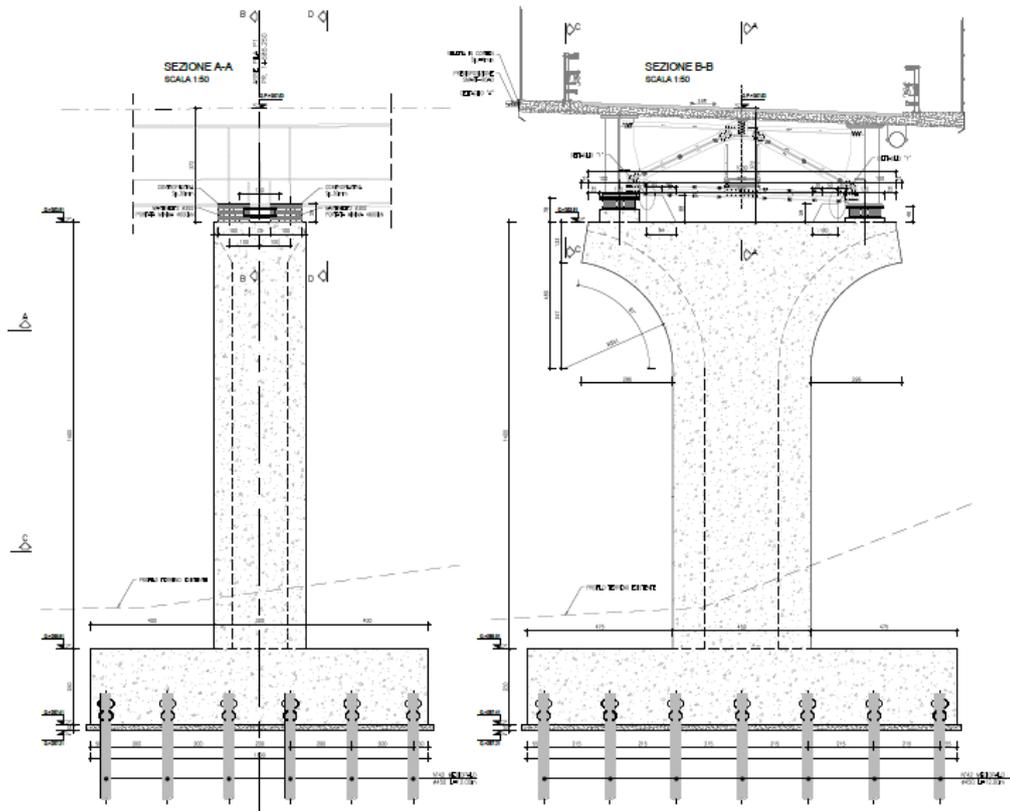


SPALLA 1

progettazione ati:



SPALLA 2



PILE

progettazione ati:

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 Opere in c.a. e acciaio, carichi e azioni sulle costruzioni

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086

Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

D. M. 17/01/2018 – Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni

Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019, n.7 - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018.

D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale.

UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-2:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

EC 1-2010 UNI EN 1991-1-2:2004 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1991-1-3:2015 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2010 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

EC 2-2013 UNI EN 1991-1-6:2005 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

UNI EN 1991-1-7:2006 05/12/2006 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1991-1-7:2014 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 26/01/2006 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-2:2005 01/07/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1993-1-4:2021 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili

UNI EN 1993-1-5:2019 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-7:2007 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

EC 1-2009 UNI EN 1993-1-7:2007 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

UNI EN 1993-1-6:2017 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio

UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-9:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 9: Fatica

EC 2-2011 UNI EN 1993-1-9:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-9: Fatica

UNI EN 1993-2:2007 25/01/2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio

UNI ENV 1993-5:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole

UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

EC 1-2007 UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

EC 2-2010 UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-11:2007 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

progettazione ati:

UNI EN 1993-1-5:2019 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
UNI EN 1993-1-2:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
EC 2-2011 UNI EN 1993-1-2:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
EC 1-2007 UNI EN 1993-1-2:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1994-1-1:2005 - Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1994-1-2:2014 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti
UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali
UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
UNI EN 1998-2:2006 09/02/2006 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti
UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Annessi nazionali degli eurocodici approvati nel 2011.

3 DURABILITÀ, COPRIFERRI E RESISTENZE MATERIALI

3.1 Generalità e condizioni ambientali

Si progetteranno strutture ed elementi strutturali tali da soddisfare i requisiti di attitudine al servizio, resistenza e stabilità durante la relativa vita utile di progetto (50 anni),¹ senza presentare perdite significative di funzionalità né richiedere manutenzione straordinaria eccessiva (per i requisiti generali dovendo fare riferimento alla EN 1990).

La protezione richiesta per le strutture (e le relative parti sotto-strutturali) è stata stabilita considerandone l'utilizzo previsto, la vita utile di progetto (rif. EN 1990), il programma di manutenzione e le azioni.

È stata presa in considerazione l'eventuale importanza delle azioni dirette e indirette, delle condizioni ambientali (4.2) e degli effetti che ne risultano. Le condizioni di esposizione sono le condizioni chimiche e fisiche alle quali le struttura sono esposte, in aggiunta alle azioni meccaniche.

¹ Nel draft dell'Appendice nazionale dell'Eurocodice 2 si stabilisce che le costruzioni/strutture con vita nominale di 50 anni, ricadano in classe strutturale S4.

progettazione ati:

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi

(continua)

Tabella 3-1 - Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1 (prospetto 4.1, estratto da norma UNI, parte I)

Le condizioni ambientali sono classificate secondo il prospetto 4.1, basato sulla EN 206-1 (qui, per comodità di lettura, riproposto separato in due tabelle: parte I e parte II).

In aggiunta alle condizioni del prospetto 4.1, si raccomanda di considerare alcune forme particolari di azioni aggressive o indirette, incluse:

- attacco chimico, dovuto per esempio a:
 - soluzioni di acidi o solfati (EN 206-1, ISO 9690),
 - cloruri contenuti nel calcestruzzo (EN 206-1),
 - reazioni alcali-aggregati (EN 206-1, norme nazionali)
- attacco fisico, dovuto per esempio a:
 - variazioni di temperatura,
 - abrasione [vedere punto 4.4.1.2 (13) della EN 1992-1-1],
 - penetrazione di acqua (EN 206-1).

Nota: la composizione del calcestruzzo influenza sia la protezione delle armature, sia la resistenza del calcestruzzo agli attacchi. L'appendice E (nella UNI EN 1992-1-1) fornisce classi di resistenza indicative per le diverse classi d'esposizione. Questo può portare a scegliere delle classi di resistenza superiori a quelle richieste dal calcolo strutturale.

(segue dalla pagina precedente)

progettazione ati:

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Tabella 3-2 - Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1 (prospetto 4.1, estratto da norma UNI, parte II)

	Classi di esposizione																
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione			Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo / disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
		Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti												
	X0	XC1 - XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
A/C Massimo	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,5	0,45	0,45
Rck Minima *	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	C35/45	C32/40	C25/30	C28/35	C28/35	C32/40	C35/45	C35/45
Contenuto di cemento minimo (Kg/mc)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340
Contenuto minimo in aria (%)											3,0 a)						
Altri requisiti											Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo / disgelo				E' richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati b)		

*) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.
a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo / disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.
b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Tabella 3-3 - Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla UNI 11104:2016

In base ai requisiti riportati nel prospetto 4.1 della UNI EN 206-1 e alla UNI 1104:2016 (tabella sopra), per le opere in oggetto, si riassume quanto segue:

Tipo di elemento strutturale	Classe/i di esposizione prevista/imposta	Classe Minima (MPa)	Rapp. (max) Acqua/Cemento	Classe consist. (Slump)	Dimensione nominale (max) aggregati (mm)
Pali di fondazione	XC2	C25/30	≤ 0.60	S5	25
Plinti di fondazione	XC2	C25/30	≤ 0.60	S4	25
Strutture in elevazione	XC4	C32/40	≤ 0.50	S4	20
Cordoli, baggioli e ritegni	XC4 + XD3	C35/45	≤ 0.45	S5	16

Tabella 3-4 - Classi di esposizione per elementi strutturali da ponte (travi, impalcati, spalle e pile) del caso in oggetto (vita utile 50 anni): caratteristiche cementi, secondo dati nella UNI 11104:2016

progettazione ati:

3.2 Requisiti di durabilità

Per ottenere la vita utile di progetto richiesta delle strutture, sono state prese adeguate disposizioni al fine di proteggere ogni elemento strutturale dalle azioni ambientali rilevanti.

I requisiti di durabilità presi in conto hanno considerato:

- la concezione della struttura
- la scelta dei materiali
- i dettagli costruttivi
- l'esecuzione
- il controllo di qualità
- l'ispezione
- le verifiche
- particolari disposizioni (per esempio utilizzo di acciaio inossidabile, rivestimenti, protezione catodica).

3.3 Copriferrì

Di seguito, le calcolazioni per la stima dei copriferrì nominali nei vari elementi strutturali delle opere in oggetto. Di seguito, le tabelle di riferimento così come indicate nel corpo degli Eurocodici strutturali.

Requisito relativo all'aderenza	
Disposizione delle armature	Copriferro minimo $c_{min,b}^{*)}$
Isolate	Diametro della barra
Raggruppate	Diametro equivalente (ϕ_n) (vedere punto 8.9.1)
*) Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32 mm, si raccomanda di maggiorare $c_{min,b}$ di 5 mm.	

Tabella 3-5 - Requisiti di aderenza (estratto da EN 1992-1-1 prospetto 4.2)

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

Tabella 3-6 - Classificazione strutturale raccomandata (estratto da EN 1992-1-1 prospetto 4.3N)

Nota. Il valore di $\Delta c_{dur,\gamma}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0 mm. Il valore di $\Delta c_{dur,st}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato, in assenza di prescrizioni aggiuntive, è 0 mm (si utilizzerà per tutti gli elementi strutturali). Il valore di $\Delta c_{dur,add}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato, in assenza di prescrizioni aggiuntive, è 0 mm. Il valore di Δc_{dev} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 10 mm (tutti gli elementi strutturali).

progettazione ati:

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

Tabella 3-7 - Valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080. Classe strutturale S4 per vita nominale 50 anni, classe S6 per vita nominale 100 anni²

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Tabella 3-8 - Valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione, in accordo alla EN 10080

In alcune situazioni, lo scostamento accettato e quindi il valore ammesso Δc_{dev} possono essere ridotti secondo le seguenti modalità:

- se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri, lo scostamento ammesso nel progetto, Δc_{dev} , può essere ridotto a un range compreso tra i 5 mm e i 10 mm (compresi)
- se si può assicurare che sia utilizzato un dispositivo di misurazione molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (per esempio elementi prefabbricati), lo scostamento ammesso Δc_{dev} può essere ridotto ad un range al di sotto dei 10 mm (compresi).

Il copriferro è la distanza tra la superficie esterna dell'armatura (inclusi staffe, collegamenti e rinforzi superficiali, se presenti) più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo. Il copriferro nominale deve essere specificato sui disegni. Esso è definito come il copriferro minimo, c_{min} (vedere punto 4.4.1.2), più un margine di progetto per gli scostamenti, Δc_{dev} (vedere punto 4.4.1.3).

NOTA: coerentemente a quanto prevede la normativa europea, e consigliato dalle Norme tecniche NTC2018 come valido riferimento, è possibile utilizzare la norma UNI EN 1992-1-1 (qui in questo capitolo indicata come EC2) per dimensionare correttamente i copriferri. La normativa europea prevede 6 classi strutturali, da S1 a S6: in Italia occorre considerare la S4 e la S6 corrispondenti rispettivamente ad una vita utile di progetto di 50 e 100 anni. Nel caso delle opere in oggetto: S4.

3.3.1 Mediopali di fondazione

Elementi strutturali a riferimento: mediopali di fondazione (spalle e pile)
Dimensione perforazione palo: $D_{perf} = 450$ mm

² Il calcolo del copriferro in accordo con la procedura definita dall'Eurocodice 2 è valido solo nel caso in cui la vita nominale assegnata alla struttura sia pari a 100 anni. Come già menzionato, in accordo con l'Eurocodice 2, un'opera con vita nominale di 50 anni ricade in classe strutturale S4. Lo stesso Eurocodice stabilisce che se la vita nominale è di 100 anni occorre aumentare la classe strutturale di 2 (Tabella 3-8). Pertanto, in via del tutto generale una struttura con vita nominale di 100 anni ricade in classe strutturale S6 (S4 + 2). Nel caso in oggetto, per sicurezza si considera il "periodo di riferimento" delle strutture come parametro di analisi per la scelta di $c_{min,dur}$ nella Tabella 3-8.

progettazione ati:

Dimensione nominale (max) aggregato:	25 mm
Valore di incremento (maggiorazione per aggr.):	$\Delta C_{min,b_1} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_1} = 32$ mm)
Diametro armatura tubo medopalo:	$\phi_{tubo} = 298.5$ mm (acciaio Tipo S355)
Spessore armatura tubo mediopalo:	$S_{tubo} = 25$ mm
Copriferro minimo (requisito aderenza):	$C_{min,b_1} = S_{tubo} + \Delta C_{min,b_1} = 25$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2)
Copriferro minimo (condizioni ambientali):	$C_{min,dur_1} = 35$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
Margine di sicurezza (durabilità ambientale):	$\Delta C_{dur,\gamma_1} = 30$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
Riduzione copriferro (utilizzo acciai inossid.):	$\Delta C_{dur,st_1} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
Riduzione per protezioni aggiuntive:	$\Delta C_{dur,add_1} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2)
Margine di progetto degli scostamenti:	$\Delta C_{dev_1} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2)
$C_{min_1} = \max(C_{min,b_1}, C_{min,dur_1} + \Delta C_{dur,\gamma_1} - \Delta C_{dur,st_1} - \Delta C_{dur,add_1}, 10$ mm) =	65 mm
Copriferro nominale:	$C_{nom_1} = C_{min_1} + \Delta C_{dev_1} = 75$ mm (EC2, Eq. 4.1)

3.3.2 Platea spalle

Elementi strutturali a riferimento:	platea spalla/pile
Dimensione nominale (max) aggregato:	$\phi_{aggr_2} = 25$ mm
Valore di incremento (maggiorazione per aggr.):	$\Delta C_{min,b_2} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_2} = 32$ mm)
Diametro (max) delle barre longitudinali:	$\phi_{longit_2} = 26$ mm
Copriferro minimo (requisito aderenza):	$C_{min,b_2} = \phi_{longit_2} + \Delta C_{min,b_2} = 26$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2)
Copriferro minimo (condizioni ambientali):	$C_{min,dur_2} = 35$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
Margine di sicurezza (durabilità ambientale):	$\Delta C_{dur,\gamma_2} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
Riduzione copriferro (per utilizzo acciai inossid.):	$\Delta C_{dur,st_2} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
Riduzione per protezioni aggiuntive:	$\Delta C_{dur,add_2} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2)
Margine di progetto degli scostamenti:	$\Delta C_{dev_2} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2)
$C_{min_2} = \max(C_{min,b_2}, C_{min,dur_2} + \Delta C_{dur,\gamma_2} - \Delta C_{dur,st_2} - \Delta C_{dur,add_2}, 10$ mm) =	35 mm
Copriferro (minimo) nominale:	$C_{nom_2} = C_{min_2} + \Delta C_{dev_2} = 45$ mm (EC2, Eq. 4.1)

3.3.3 Elevazione spalle e muri

Elementi strutturali a riferimento:	muri elevazione spalla/fusto e pulvino pile
Dimensione nominale (max) aggregato:	$\phi_{aggr_3} = 20$ mm
Valore di incremento (maggiorazione per aggr.):	$\Delta C_{min,b_3} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_3} = 32$ mm)
Diametro (max) delle barre longitudinali:	$\phi_{longit_3} = 28$ mm
Copriferro minimo (requisito aderenza):	$C_{min,b_3} = \phi_{longit_3} + \Delta C_{min,b_3} = 28$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2)
Copriferro minimo (condizioni ambientali):	$C_{min,dur_3} = 40$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
Margine di sicurezza (durabilità ambientale):	$\Delta C_{dur,\gamma_3} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
Riduzione copriferro (per utilizzo acciai inossid.):	$\Delta C_{dur,st_3} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
Riduzione per protezioni aggiuntive:	$\Delta C_{dur,add_3} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2)
Margine di progetto degli scostamenti:	$\Delta C_{dev_3} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2)
$C_{min_3} = \max(C_{min,b_3}, C_{min,dur_3} + \Delta C_{dur,\gamma_3} - \Delta C_{dur,st_3} - \Delta C_{dur,add_3}, 10$ mm) =	40 mm
Copriferro (minimo) nominale:	$C_{nom_3} = C_{min_3} + \Delta C_{dev_3} = 50$ mm (EC2, Eq. 4.1)

3.3.4 Cordoli, baggioli e ritegni

Elementi strutturali a riferimento:	parete elevazione spalla/pulvini pile
Dimensione nominale (max) aggregato:	$\phi_{aggr_4} = 16$ mm
Valore di incremento (maggiorazione per aggr.):	$\Delta C_{min,b_4} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_4} = 32$ mm)
Diametro (max) delle barre longitudinali:	$\phi_{longit_4} = 26$ mm
Copriferro minimo (requisito aderenza):	$C_{min,b_4} = \phi_{longit_4} + \Delta C_{min,b_4} = 26$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2)
Copriferro minimo (condizioni ambientali):	$C_{min,dur_4} = 35$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
Margine di sicurezza (durabilità ambientale):	$\Delta C_{dur,\gamma_4} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
Riduzione copriferro (per utilizzo acciai inossid.):	$\Delta C_{dur,st_4} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
Riduzione per protezioni aggiuntive:	$\Delta C_{dur,add_4} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2)
Margine di progetto degli scostamenti:	$\Delta C_{dev_4} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2)
$C_{min_4} = \max(C_{min,b_4}, C_{min,dur_4} + \Delta C_{dur,\gamma_4} - \Delta C_{dur,st_4} - \Delta C_{dur,add_4}, 10$ mm) =	35 mm
Copriferro (minimo) nominale:	$C_{nom_4} = C_{min_4} + \Delta C_{dev_4} = 45$ mm (EC2, Eq. 4.1)

progettazione ati:

Si riportano, di seguito, i valori dei copriferri nominali per i diversi elementi strutturali delle opere in oggetto:

Nomenclatura elemento strutturale ³	Tipo di elemento strutturale	Classe/i di esposizione prevista/imposta	Classe Minima (MPa)	Copriferro nominale C_{nom} (mm)
nom. A	Pali di fondazione (spalle, opere provvisionali)	XC2	C25/30	75
nom. A	Platea, plinti fondazione (spalle)	XC2	C25/30	45
nom. B	Strutture in elevazione (travi, impalcati, spalle e muri)	XC4	C32/40	50
nom. C	Cordoli, baggioli e ritegni (spalle)	XC4 + XD3	C35/45	45

Tabella 3-9 - Classi di esposizione per elementi strutturali da ponte (travi, impalcati, spalle e pile in c.a.) del caso in oggetto (vita utile 50 anni): caratteristiche cementi, secondo dati nel prospetto 4.1

3.4 Resistenze e deformazioni calcestruzzi

3.4.1 Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. A)

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck_A} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube_A} = 30 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C25/30
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm_A} = f_{ck_A} + 8 \text{ N/mm}^2 = 33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm_A} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck_A} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 2.6 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05_A} = 0.7 \times f_{ctm_A} = 1.8 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95_A} = 1.3 \times f_{ctm_A} = 3.3 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm_A} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_A} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 31476 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\epsilon_{c1_A} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_A} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.07 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria ultima cls:	$\epsilon_{cu1_A} = 3.5$
Deformazione unitaria assiale pura:	$\epsilon_{c2_A} = 2.0$
Deformazione unitaria ultima a compressione (non pura), assumendo una distribuzione parabolica-rettangolare del diagramma tensioni-deformazioni:	$\epsilon_{cu2_A} = 3.5$
Valore dell'esponente "n" (EC2, prospetto 3.1):	$n_A = 2.0$
Deformazione assiale pura di compressione:	$\epsilon_{c3_A} = 1.75$
Deformazione unitaria ultima a compressione (non pura), assumendo una distribuzione bilineare del diagramma tensioni-deformazioni:	$\epsilon_{cu3_A} = 3.5$
Coefficiente parziale di sicurezza materiale (cls):	$\gamma_c = 1.50$
Coefficiente a lungo termine (azioni di trazione):	$\alpha_{ct} = 1.00$ (EC2 eq. 3.16)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd_A} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05_A} / \gamma_c = 1.20 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente a lungo termine (azioni di compress.):	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018 eq. 4.1.3)
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd_A} = \alpha_{cc} \times f_{ck_A} / \gamma_c = 14.17 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara_A} = 0.60 \times f_{ck_A} = 15.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm_A} = 0.45 \times f_{ck_A} = 11.25 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd_A} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd_A} = 1.89 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2)
Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni):	$\sigma_{sd_A} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = 313 \text{ N/mm}^2$

³ Nomenclatura interna al presente scritto per poter separare, formalmente, i diversi valori di medesimi parametri di resistenza relativi alle caratteristiche dei calcestruzzi.

progettazione ati:

3.4.2 Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. B)

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck_B} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube_B} = 40 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C32/40
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm_B} = f_{ck_B} + 8 \text{ N/mm}^2 = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm_B} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3.0 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05_B} = 0.7 \times f_{ctm_B} = 2.1 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95_B} = 1.3 \times f_{ctm_B} = 3.9 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm_B} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_B} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 33346 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\varepsilon_{c1_B} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd_B} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05_B} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$
Resistenz di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd_B} = \alpha_{cc} \times f_{ck_B} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara_B} = 0.60 \times f_{ck_B} = 19.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm_B} = 0.45 \times f_{ck_B} = 14.40 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd_B} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd_B} = 2.22 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2)
Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni):	$\sigma_{sd} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = 313 \text{ N/mm}^2$

3.4.3 Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. C)

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck_C} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube_C} = 45 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C35/45
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm_C} = f_{ck_C} + 8 \text{ N/mm}^2 = 43 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm_C} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck_C} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3.2 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05_C} = 0.7 \times f_{ctm_C} = 2.2 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95_C} = 1.3 \times f_{ctm_C} = 4.2 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm_C} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_C} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 34077 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\varepsilon_{c1_C} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_C} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd_C} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05_C} / \gamma_c = 1.50 \text{ N/mm}^2$
Resistenz di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd_C} = \alpha_{cc} \times f_{ck_C} / \gamma_c = 19.83 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara_C} = 0.60 \times f_{ck_C} = 21.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm_C} = 0.45 \times f_{ck_C} = 15.75 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd_C} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd_C} = 2.36 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2)
Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni):	$\sigma_{sd_C} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = 313 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo per magrone di riempimento o livellamento

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C12/15 ($R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2$).
Classe di esposizione ambientale X0.
Massima dimensione aggregati: 40 mm.

progettazione ati:

3.5 Resistenza acciaio per c.a. e carpenteria metallica

3.5.1 Barre, tondini e reti

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentino (almeno) le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione di calcolo elastica (comb. rara):	$\sigma_a = 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$
Fattore di sicurezza acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$

3.5.2 Tubi per micropali

Per l'armatura dei micropali, si utilizzano profilati cavi in carpenteria metallica in acciaio tipo S355JR, che presentino (almeno) le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk_steel} = 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk_steel} = 470 \text{ N/mm}^2$
Fattore di sicurezza acciaio (carpenteria):	$\gamma_{M0} = 1.05$
Tensione di progetto:	$f_{yd_steel} = f_{yk_steel} / \gamma_{M0} = 338 \text{ N/mm}^2$

4 VITA NOMINALE E VITA DI RIFERIMENTO DELLE OPERE

Con riferimento alla destinazione d'uso della costruzione e della modalità d'impiego, la struttura in oggetto appartiene al tipo di costruzione 2: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per le quali è prevista una vita nominale di $V_N = 50$ anni. Ai fini del calcolo dell'azione sismica è stata considerata una "Classe d'uso IV": "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità", ai sensi delle NTC2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$. Pertanto le azioni sismiche sull'opera sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento pari a: $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

Si hanno le seguenti probabilità di eccedenza (NTC2018, tab. 3.2.I):

Stato limite di esercizio SLO:	$P_{VR_SLO} = 0.81$ (81%)
Stato limite di esercizio SLD:	$P_{VR_SLD} = 0.63$ (63%)
Stato limite ultimo SLV:	$P_{VR_SLV} = 0.10$ (10%)
Stato limite ultimo SLC:	$P_{VR_SLC} = 0.05$ (5%)

A cui corrispondono i seguenti tempi di ritorno:

Stato limite di esercizio SLO:	$T_{R_SLO} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLO}) = 60$ anni
Stato limite di esercizio SLD:	$T_{R_SLD} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLD}) = 101$ anni
Stato limite ultimo SLV:	$T_{R_SLV} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLV}) = 949$ anni
Stato limite ultimo SLC:	$T_{R_SLC} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLC}) = 1950$ anni

4.1 Parametri sismici base

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di $T_{R_SLV} = 949$ anni. Essa, conformemente a quanto prescritto dalle NTC2018, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Di seguito i parametri di progetto.

4.1.1 Coordinate geodetiche di riferimento

Latitudine (in gradi):	Latid. = 43.671608°
Longitudine (in gradi):	Longit. = 12.503264°

4.1.2 Parametri sismici (su sito di riferimento rigido orizzontale)

Accelerazione di picco (norm.) per SLO:	$a_{gSLO} = 0.080$ g
Accelerazione di picco (norm.) per SLD:	$a_{gSLD} = 0.098$ g

progettazione ati:

Accelerazione di picco (norm.) per SLV:	$a_{gSLV} = 0.226 \text{ g}$
Accelerazione di picco (norm.) per SLC:	$a_{gSLC} = 0.286 \text{ g}$
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLO):	$F_{0SLO} = 2.443$
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLD):	$F_{0SLD} = 2.453$
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLV):	$F_{0SLV} = 2.512$
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLC):	$F_{0SLC} = 2.541$
Fattore amplificatore spettro vert. (SLO):	$F_{VSLO} = 1.35 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}^{0.5} = 0.933$ (con a_{gSLO} adimensionale)
Fattore amplificatore spettro vert. (SLD):	$F_{VSLD} = 1.35 \times F_{0SLD} \times a_{gSLD}^{0.5} = 1.037$ (con a_{gSLD} adimensionale)
Fattore amplificatore spettro vert. (SLV):	$F_{VSLV} = 1.35 \times F_{0SLV} \times a_{gSLV}^{0.5} = 1.612$ (con a_{gSLV} adimensionale)
Fattore amplificatore spettro vert. (SLC):	$F_{VSLC} = 1.35 \times F_{0SLC} \times a_{gSLC}^{0.5} = 1.835$ (con a_{gSLC} adimensionale)
Periodo fine tratto spettro orizz. (SLO):	$T_{CSLO}^* = 0.287 \text{ s}$
Periodo fine tratto spettro orizz. (SLD):	$T_{CSLD}^* = 0.296 \text{ s}$
Periodo fine tratto spettro orizz. (SLV):	$T_{CSLV}^* = 0.329 \text{ s}$
Periodo fine tratto spettro orizz. (SLC):	$T_{CSLC}^* = 0.338 \text{ s}$

Stato limite sismico	V_N (anni)	C_U (adim.)	V_R (anni)	T_R (anni)	a_g/g (adim.)	F_0 (adim.)	F_V (adim.)	T_C^* (secondi)
SLO	50	2.00	100	60	0.080	2.443	0.933	0.287
SLD	50	2.00	100	101	0.098	2.453	1.037	0.296
SLV	50	2.00	100	949	0.226	2.512	1.612	0.329
SLC	50	2.00	100	1950	0.286	2.541	1.835	0.338

Tabella 4-1 - Parametri per la definizione delle azioni sismiche di progetto (secondo NTC2018)

4.1.3 Parametri sismici del terreno

Categoria del terreno (NTC2018 tab. 3.2.II):	"B"
Descrizione (da tab. 3.2.II):	"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti"
Categoria topogr. terreno (NTC2018 tab. 3.2.III):	"T1"
Descrizione (da tab. 3.2.III):	"Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ "
Rapporto h/H quota sito/altezza rilievo topografico:	$h/H = r_h = 1.00$ (incide sull'entità dei valori intermedi riferibili ai valori massimi $S_{T,max}$ riportati nella tab. 3.2.V delle NTC2018)

4.1.4 Stato limite SLO

$S_{Sstr_SLO} = \text{if}(\text{Cat}_{terr} == 1, "1.00", \text{if}(\text{Cat}_{terr} == 2, "1.40 - 0.40 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}", \text{if}(\text{Cat}_{terr} == 3, "1.70 - 0.60 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}", \text{if}(\text{Cat}_{terr} == 4, "2.40 - 1.50 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}", \text{if}(\text{Cat}_{terr} == 4, "2.00 - 1.10 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}", "")))) = "1.40 - 0.40 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}"$	
Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore):	$S_{S_SLO} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}/a_g = 1.322$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
doendo rientrare nei due limiti 1.00, 1.20 si ha:	$S_{S_SLO} = 1.200$
Massimo coefficiente di amplificazione topografica:	$S_{T,max} = 1.00$ (NTC2018, tab. 3.2.V)
Coefficiente di amplificazione topografica effettivo:	$S_T = r_h \times (S_{T,max} - 1) + 1 = 1.000$ (andamento lineare, par. 3.2.3.2 NTC2018)
Coefficiente di suolo topografico:	$S_{SLO} = S_{S_SLO} \times S_T = 1.200$ (adim.)
Coefficiente C_{C_SLO} (formula/valore):	$C_{C_SLO} = 1.10 \times (T_{CSLO}^*)^{-0.20} = 1.412$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
Periodo inizio tratto a velocità costante:	$T_{C_SLO} = 0.405 \text{ s} = C_{C_SLO} \times T_{CSLO}^*$
Periodo inizio spettro accelerazione costante:	$T_{B_SLO} = T_{C_SLO} / 3 = 0.135 \text{ s}$ (NTC 2018, eq. 3.2.6)
Periodo inizio spettro spostamento costante:	$T_{D_SLO} = 1.920 \text{ s} = 4.0 \times a_{gSLO}/g + 1.6$ (NTC2018, eq. 3.2.7)

4.1.5 Stato limite SLD

Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore):	$S_{S_SLD} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLD} \times a_{gSLD}/a_g = 1.304$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
doendo rientrare nei due limiti 1.00, 1.20 si ha:	$S_{S_SLD} = 1.200$
Massimo coefficiente di amplificazione topografica:	$S_{T,max} = 1.00$ (NTC2018, tab. 3.2.V)
Coefficiente di amplificazione topografica effettivo:	$S_T = r_h \times (S_{T,max} - 1) + 1 = 1.000$ (andamento lineare, par. 3.2.3.2 NTC2018)

progettazione ati:

Coefficiente di suolo topografico:	$S_{SLD} = S_{S_SLD} \times S_T = 1.200$ (adim.)
Coefficiente C_{C_SLD} (formula/valore):	$C_{C_SLD} = 1.10 \times (T_{C_SLD})^{-0.20} = 1.403$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
Periodo inizio tratto a velocità costante:	$T_{C_SLD} = 0.415$ s = $C_{C_SLD} \times T_{C_SLD}^*$
Periodo inizio spettro accelerazione costante:	$T_{B_SLD} = T_{C_SLD} / 3 = 0.138$ s (NTC 2018, eq. 3.2.6)
Periodo inizio spettro spostamento costante:	$T_{D_SLD} = 1.992$ s = $4.0 \times a_{gSLD}/g + 1.6$ (NTC2018, eq. 3.2.7)

4.1.6 Stato limite SLV

Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore):	$S_{S_SLV} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLV} \times a_{gSLV}/a_g = 1.173$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
do avendo rientrare nei due limiti 1.00, 1.20 si ha:	$S_{S_SLV} = 1.173$
Massimo coefficiente di amplificazione topografica:	$S_{T,max} = 1.00$ (NTC2018, tab. 3.2.V)
Coefficiente di amplificazione topografica effettivo:	$S_T = r_h \times (S_{T,max} - 1) + 1 = 1.000$ (andamento lineare, par. 3.2.3.2 NTC2018)
Coefficiente di suolo topografico:	$S_{SLV} = S_{S_SLV} \times S_T = 1.173$ (adim.)
Coefficiente C_{C_SLV} (formula/valore):	$C_{C_SLV} = 1.10 \times (T_{C_SLV})^{-0.20} = 1.374$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
Periodo inizio tratto a velocità costante:	$T_{C_SLV} = 0.452$ s = $C_{C_SLV} \times T_{C_SLV}^*$
Periodo inizio spettro accelerazione costante:	$T_{B_SLV} = T_{C_SLV} / 3 = 0.151$ s (NTC 2018, eq. 3.2.6)
Periodo inizio spettro spostamento costante:	$T_{D_SLV} = 2.504$ s = $4.0 \times a_{gSLV}/g + 1.6$ (NTC2018, eq. 3.2.7)

4.1.7 Stato limite SLC

Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore):	$S_{S_SLC} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLC} \times a_{gSLC}/a_g = 1.109$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
do avendo rientrare nei due limiti 1.00, 1.20 si ha:	$S_{S_SLC} = 1.109$
Massimo coefficiente di amplificazione topografica:	$S_{T,max} = 1.00$ (NTC2018, tab. 3.2.V)
Coefficiente di amplificazione topografica effettivo:	$S_T = r_h \times (S_{T,max} - 1) + 1 = 1.000$ (andamento lineare, par. 3.2.3.2 NTC2018)
Coefficiente di suolo topografico:	$S_{SLC} = S_{S_SLC} \times S_T = 1.109$ (adim.)
Coefficiente C_{C_SLC} (formula/valore):	$C_{C_SLC} = 1.10 \times (T_{C_SLC})^{-0.20} = 1.366$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
Periodo inizio tratto a velocità costante:	$T_{C_SLC} = 0.462$ s = $C_{C_SLC} \times T_{C_SLC}^*$
Periodo inizio spettro accelerazione costante:	$T_{B_SLC} = T_{C_SLC} / 3 = 0.154$ s (NTC 2018, eq. 3.2.6)
Periodo inizio spettro spostamento costante:	$T_{D_SLC} = 2.744$ s = $4.0 \times a_{gSLC}/g + 1.6$ (NTC2018, eq. 3.2.7)

Di seguito, i parametri calcolati per i quattro stati limite fondamentali sismici:

Stato limite sismico	V_N (anni)	C_U (adim.)	V_R (anni)	T_R (anni)	a_g/g (adim.)	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
SLO	50	2.00	100	60	0.080	0.135	0.405	1.920
SLD	50	2.00	100	101	0.098	0.138	0.415	1.992
SLV	50	2.00	100	949	0.226	0.151	0.452	2.504
SLC	50	2.00	100	1950	0.286	0.154	0.462	2.744

Tabella 4-2 - Parametri per la definizione delle azioni sismiche di progetto (secondo NTC2018)

progettazione ati:

5 MODELLI DI CALCOLO

Per l'analisi sismica globale – con isolatori tra impalcato e baggioli di pile e spalle – sono stati studiati dei modelli FEM “ad hoc”. Le sollecitazioni sismiche sono state valutate con analisi dinamica lineare con spettro di risposta del modello globale impalcato più sottostrutture le pile sono modellate con le loro inerzie e modulo elastico del cls non fessurato, le spalle, che sono state considerate come una struttura scatolare rigida e un corpo monolitico con il terreno, sono invece rappresentate da un vincolo verticale (cerniera).

L'analisi sismica è stata condotta in modo da poter calcolare le reazioni necessarie per il dimensionamento degli appoggi e della sottostruttura (spalle e fondazioni) in condizioni sismiche. Sono previsti degli isolatori elastomerici che consentono di abbattere la rigidità del sistema ponte-sottostrutture e dunque avere dei periodi propri molto alti in modo da ricadere nel ramo discendente dello spettro di progetto.

La massa sismica è data dalla somma dei carichi di Fase 1 e di Fase 2 (vdr. Relazione Impalcato).

Di seguito si riportano le combinazioni di carico utilizzate. Le reazioni degli appoggi sono valutate per l'azione sismica allo SLV mentre gli spostamenti massimi sono valutati per l'azione sismica allo SLC.

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Unitless
SLC_1	Linear Add	No	FASE1	1
SLC_1			FASE2	1
SLC_1			SLC_X	1
SLC_1			SLC_Y	0.3
SLC_1			SLC_Z	0.3
SLC_2	Linear Add	No	FASE1	1
SLC_2			FASE2	1
SLC_2			SLC_X	0.3
SLC_2			SLC_Y	1
SLC_2			SLC_Z	0.3
SLV_1	Linear Add	No	FASE1	1
SLV_1			FASE2	1
SLV_1			SLV_X	1
SLV_1			SLV_Y	0.3
SLV_1			SLV_Z	0.3
SLV_2	Linear Add	No	FASE1	1
SLV_2			FASE2	1
SLV_2			SLV_X	0.3
SLV_2			SLV_Y	1
SLV_2			SLV_Z	0.3
SLC_3	Linear Add	No	FASE1	1
SLC_3			FASE2	1
SLC_3			SLC_X	0.3
SLC_3			SLC_Y	0.3
SLC_3			SLC_Z	1
SLV_3	Linear Add	No	FASE1	1
SLV_3			FASE2	1
SLV_3			SLV_X	0.3
SLV_3			SLV_Y	0.3
SLV_3			SLV_Z	1

progettazione ati:

Come detto, il sistema di vincolo dell'impalcato alle sottostrutture, prevede l'impiego di isolatori elastomerici; si tratta di dispositivi d'appoggio costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione; sono caratterizzati da ridotta rigidità orizzontale, elevata rigidità verticale ed opportuna capacità dissipativa. Queste caratteristiche consentono rispettivamente di aumentare il periodo proprio della struttura, di sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti, e di contenere lo spostamento sulla struttura isolata.

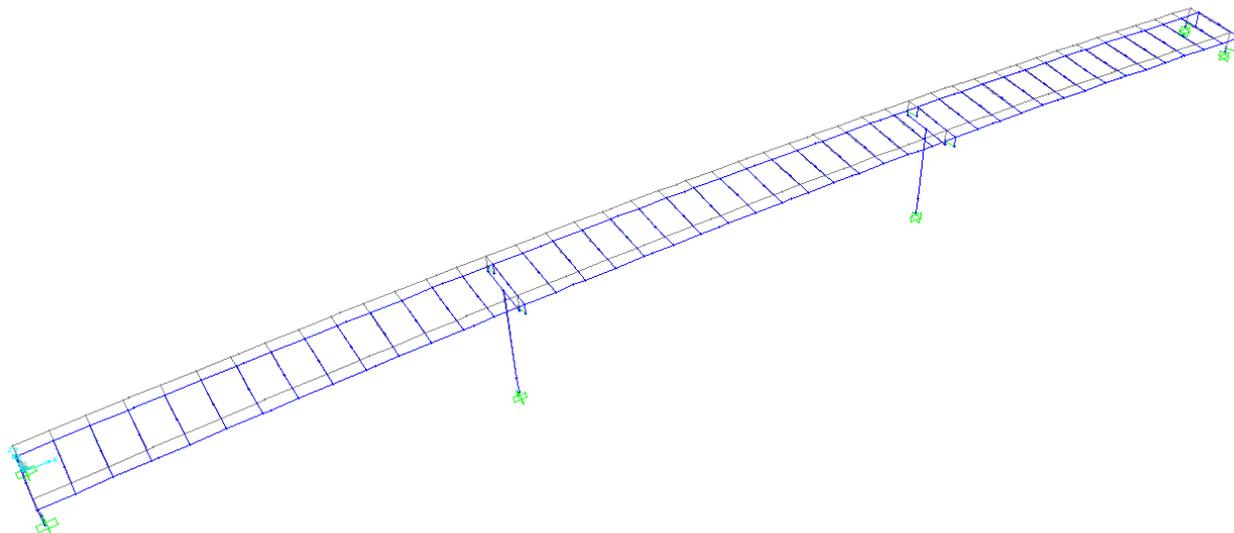
Nel caso specifico vengono utilizzati degli isolatori elastomerici caratterizzati da i seguenti parametri:

- ✓ coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (pari a $\eta = 10\%$);
- ✓ rigidità orizzontale equivalente (SPALLA): $K_e = 3.37 \text{ kN/mm}$, $K_v = 2104 \text{ kN/mm}$;
- ✓ rigidità orizzontale equivalente (PILA): $K_e = 3.74 \text{ kN/mm}$, $K_v = 3333 \text{ kN/mm}$;

Nel modello di calcolo tali dispositivi sono modellati con elementi "link" lineari a cui sono state assegnate le caratteristiche di rigidità orizzontale equivalente (nelle due direzioni ortogonali nel piano orizzontale) e rigidità verticale dell'isolatore adottato.

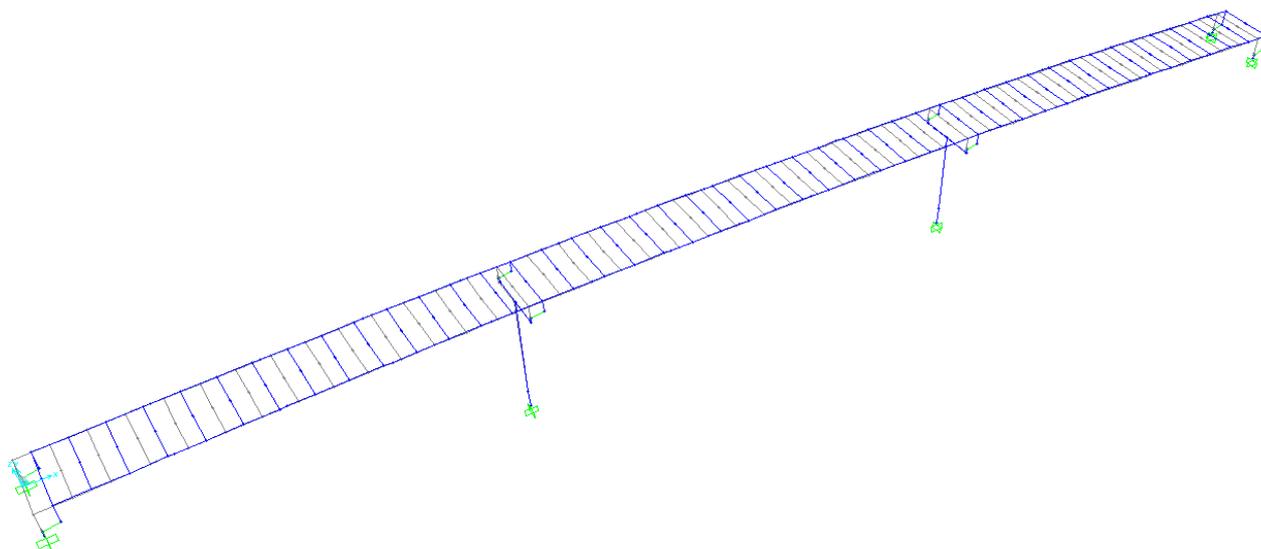
È stata definita l'analisi modale in modo da non trascurare modi di vibrare aventi massa partecipante superiore al 5%. I primi due modi di vibrare mobilitano il 100% della massa nelle due direzioni principali X e Y, per raggiungere il 95% della massa lungo partecipante lungo Z sono stati studiati 25 modi di vibrare.

Di seguito vengono illustrati i modi di vibrare più significativi e le tabelle relative alle informazioni più rilevanti dell'analisi stessa.

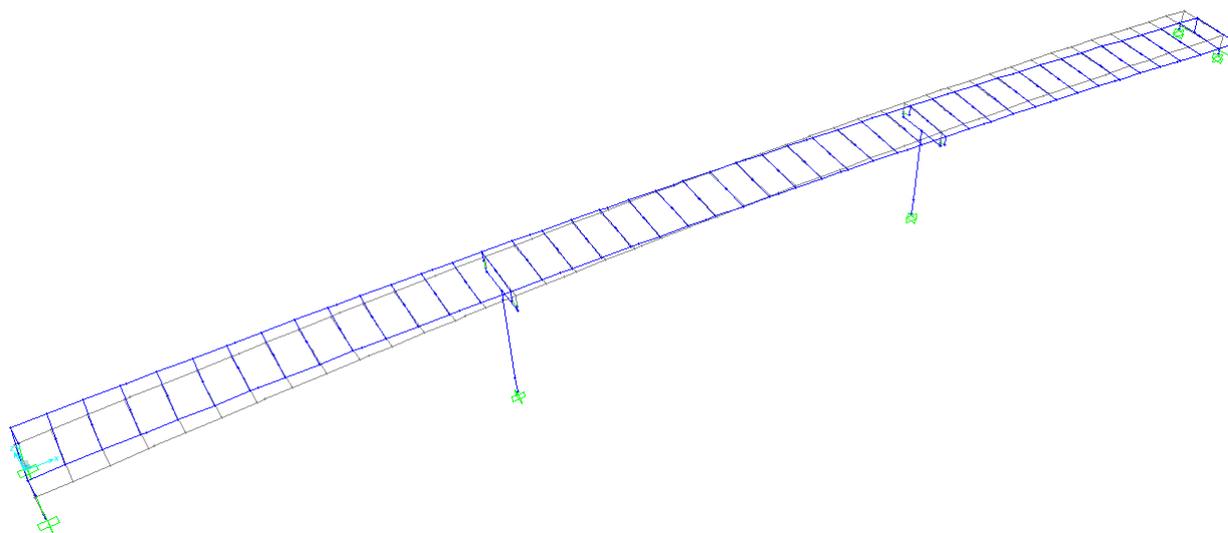


Primo modo di vibrare (T=2.23 s)

progettazione ati:



Secondo modo di vibrare (T=2.21 s)



Terzo modo di vibrare (T=1.75 s)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.230	0.002	0.787	0.000	0.002	0.787	0.000
MODAL	Mode	2	2.208	0.790	0.002	0.000	0.791	0.788	0.000
MODAL	Mode	3	1.755	0.000	0.000	0.000	0.792	0.789	0.000
MODAL	Mode	4	0.766	0.000	0.000	0.013	0.792	0.789	0.013
MODAL	Mode	5	0.700	0.000	0.000	0.000	0.792	0.789	0.013
MODAL	Mode	6	0.581	0.000	0.000	0.021	0.792	0.789	0.034
MODAL	Mode	7	0.557	0.000	0.000	0.209	0.792	0.789	0.243
MODAL	Mode	8	0.495	0.000	0.001	0.000	0.792	0.789	0.243
MODAL	Mode	9	0.461	0.000	0.000	0.216	0.792	0.789	0.459
MODAL	Mode	10	0.451	0.000	0.000	0.187	0.792	0.789	0.646
...
MODAL	Mode	101	0.019	0.000	0.000	0.014	0.917	0.918	0.855

progettazione ati:

L'elemento strutturale "spalla" è considerato quale struttura di fondazione e muro di contenimento. Si sono, in particolare, seguite le indicazioni delle NTC2018 al par. 7.11.6.2.1. A meno di specifiche analisi dinamiche, l'analisi della sicurezza delle strutture di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudo-statici. L'azione sismica è stata rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. In particolare, si sono impiegate le formulazioni 7.11.6, 7.11.7 e 7.11.8 indicate nelle NTC2018. Inoltre, il valore del coefficiente β_m di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è stato posto pari al valore unitario: relativamente a strutture di contenimento non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (fondazioni su pali). Di fatto, nelle verifiche sismiche SLV strutturali (con $S = S_S \times S_T$), si calcola:

$$\begin{aligned} \text{coefficiente sismico orizzontale:} & \quad k_h = \beta_m \times S_S \times S_T \times a_g / g = S \times a_g / g \\ \text{coefficiente sismico verticale:} & \quad k_v = +/- 0.5 \times k_h \end{aligned}$$

L'elemento strutturale "spalla", fondato su pali, si considera quale elemento di fondazione solidale con il terreno. In tal caso, il fattore di comportamento risulta unitario $q = 1.0$ (struttura "non dissipativa").

Per le spinte statiche dei terreni, usualmente si accetta l'ipotesi di Rankine di distribuzione triangolare con risultante orizzontale, in condizioni di spinta "a riposo" (poiché la struttura è, appunto, scatolare e fondata su pali).

L'ipotesi di spinte orizzontali, come noto,⁴ è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso (attrito terreni-muri) e quindi ha una componente verticale stabilizzante che viene trascurata, rispetto al ribaltamento.

Per l'incremento della spinta dei terreni in condizioni sismiche, a partire dalla condizione "a riposo", si è adottato il modello di Wood che presenta distribuzione costante lungo l'altezza.

Le azioni orizzontali considerate sono quelle provocate dalla massa⁵ della spalla più quelle dovute alla travata, alle spinte dei terreni e dei sovraccarichi in superficie (consideranti a stesa uniforme costante). I calcoli delle spinte dei terreni e delle inerzie sismiche tengono conto della larghezza effettiva della spalla e della sua geometria globale e dell'effettiva distribuzione dei terreni (di imbarco ed esterni).

Come sopra detto, le pile sono state invece modellate con le loro inerzie e modulo elastico del cls non fessurato, con la loro altezza ed incastrate sulla quota di estradosso del plinto. Nel seguito della relazione sono riportate le verifiche di comportamento sostanzialmente elastico e di non superamento della curva di prima plasticizzazione.

Le sollecitazioni derivanti dal sisma sono state desunte direttamente dal modello dinamico e poi trasportate alla sommità della palificata trattando la struttura del plinto di fondazione come struttura rigida.

In questa relazione è stato schematizzato un modello di pila con funzionamento isostatico a mensola incastrata alla base e libera in sommità, per la valutazione delle azioni derivanti dai carichi permanenti ed accidentali. Nella realtà, la sommità della pila può risultare vincolata elasticamente quando le travate poggiano su di essa con appoggi in gomma. Poiché questi materiali sintetici plastici presentano moduli di elasticità trasversale bassi la deformazione della pila può avvenire solo con l'insorgere di forze orizzontali che si oppongono allo spostamento della testa della pila stessa. Si sono, quindi, trascurati i vincoli in sommità sul pulvino e considerati invece come zone di trasmissione dei carichi provenienti dall'impalcato. In questo schema a mensola, si sono assegnati non solo gli scarichi statici provenienti dall'impalcato ma anche gli scarichi in fase sismica sul piano appoggi, letti dal modello dinamico, in maniera da effettuare un ulteriore controllo e confronto con le sollecitazioni sismiche ricavate dal modello dinamico.

Si veda, ad esempio, il par. 11.3.1 al testo "Progettazione e costruzione di ponti con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti", Mario Paolo Petrangeli, MASSON, IV edizione, 1998.

⁵ Qualora la geometria della spalla sia tale da presentare in alcuni punti particolari cambi di sezione, che però poco impattino sull'entità globale del peso della spalla e della relativa inerzia sismica, per semplicità e sicurezza si adotterà la sezione maggiore come rappresentativa (al cambio di sezione) dal punto di vista delle inerzie sismiche e dei pesi verticali.

progettazione ati:

6 SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE DA IMPALCATI

6.1 Sollecitazioni scaricate su appoggi su spalle

Di seguito, le tabelle degli scarichi delle sollecitazioni (caratteristiche) scaricate sugli appoggi dalle travi metalliche delle strutture in elevazione (impalcato). I carichi sismici sono relativi allo SLV. L'analisi sismica è stata condotta ai sensi del D.M.17/01/18 con l'analisi spettrale del solo impalcato isolato con le seguenti caratteristiche del sistema di isolamento (rigidezza e smorzamento equivalente): $k_r = 3.37 \text{ kN/mm}$, $\xi_{eq} = 10.0\%$. I dati sismici sono stati riferiti a $V_N = 50$ anni, in Classe d'uso IV. Coordinate geografiche Longitudine 12.503264° e Latitudine 43.671608° . Categoria del sottosuolo di tipo B, topografia sottosuolo T1. Le reazioni sono riportate in tabella in forma spuria per le tre direzioni (orizzontali X, Y e verticale Z), ossia senza combinazioni direzionali.

SP1		Carichi Verticali	
		A (nodo 001)	B (nodo 201)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	1200	2050
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	400	950
Ritiro	(e2)	-150	-150
Max Permanenti		1600	3000
Min Permanenti		1450	2850
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+q3)	-200	2850
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	2250	450
Carico da Traffico Massimo torrente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1+q3)	-550	1900
Carico da Traffico Massimo torrente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1+q3)	1300	100
Carico da Traffico Massimo torrente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+q3)	1650	350
Carico da Traffico Massimo torrente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	-800	2500
Gradiente termico	(q7)	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-50	-50

SP1		Carichi Verticali	
		A (nodo 001)	B (nodo 201)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 100
Sisma Trasversale	(q6)	± 450	± 450
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 250	± 300
Vento Ponte Carico	(q5)	± 550	± 550
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 550	± 550
Centri fuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0

progettazione ati:

SP1		Carichi Trasversali	
		A (nodo 001)	B (nodo 201)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Trasversale	(q6)	± 650	± 650
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 50	± 50
Vento Ponte Carico	(q5)	± 300	± 300
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 300	± 300
Centrifuga	(q4)	-10	-10
Frenatura	(q3)	50	50
Termica uniforme	(q7)	50	50

SP1		Carichi Longitudinali	
		A (nodo 001)	B (nodo 201)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 650	± 650
Sisma Trasversale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	50	50
Vento Ponte Scarico	(q5)	50	50
Attrito appoggi	(q9)	0	0
Frenatura	(q3)	150	150
Termica uniforme	(q7)	200	200

Nota Bene 1 : tutti i carichi sono non ponderati

SP2		Carichi Verticali	
		A (nodo 058)	B (nodo 258)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	1950	1300
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	900	400
Ritiro	(e2)	-150	-150
Max Permanenti		2850	1700
Min Permanenti		2700	1550
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+q3)	400	2300
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Interna)*	(q1+q2+q3)	2800	-150
Carico da Traffico Massimo torrente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1+q3)	50	1300
Carico da Traffico Massimo torrente 1 stesa (Tr. Interna)*	(q1+q3)	1850	-550
Carico da Traffico Massimo torrente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+q3)	2500	-550
Carico da Traffico Massimo torrente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	300	1700
Gradiente termico	(q7)	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-50	-50

SP2		Carichi Verticali	
		A (nodo 058)	B (nodo 258)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 100
Sisma Trasversale	(q6)	± 450	± 450
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 300	± 300
Vento Ponte Carico	(q5)	± 550	± 550
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 550	± 550
Centrifuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0

progettazione ati:

SP2		Carichi Trasversali	
		A (modo 058)	B (modo 258)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(06)	± 50	± 50
Sisma Trasversale	(06)	± 650	± 650
Sisma Verticale Max/Min	(06)	± 50	± 50
Vento Ponte Carico	(06)	± 300	± 300
Vento Ponte Scarico	(06)	± 300	± 300
Centrifuga	(04)	-10	-10
Frenatura	(03)	50	50
Termica uniforme	(07)	50	50

SP2		Carichi Longitudinali	
		A (modo 058)	B (modo 258)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(06)	± 650	± 650
Sisma Trasversale	(06)	± 50	± 50
Sisma Verticale Max/Min	(06)	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(06)	50	50
Vento Ponte Scarico	(06)	50	50
Attrito appoggi	(09)	0	0
Frenatura	(03)	150	150
Termica uniforme	(07)	200	200

Nota Bene 1 : tutti i carichi sono non ponderati

progettazione ati:

6.2 Sollecitazioni scaricate su appoggi su pile

Di seguito, le tabelle degli scarichi delle sollecitazioni (caratteristiche) scaricate sugli appoggi dalle travi metalliche delle strutture in elevazione (impalcato). I carichi sismici sono relativi allo SLV. L'analisi sismica è stata condotta ai sensi del D.M.17/01/18 con l'analisi spettrale del solo impalcato isolato con le seguenti caratteristiche del sistema di isolamento (rigidezza e smorzamento equivalente): $k_r = 3.74 \text{ kN/mm}$, $\xi_{eq} = 10.0\%$. I dati sismici sono stati riferiti a $V_N = 50$ anni, in Classe d'uso IV. Coordinate geografiche Longitudine 12.54612° e Latitudine 43.65° . Categoria del sottosuolo di tipo B, topografia sottosuolo T2. Le reazioni sono riportate in tabella in forma spuria per le tre direzioni (orizzontali X, Y e verticale Z), ossia senza combinazioni direzionali.

NOTA: il simbolo "±" sta ad indicare che vengono considerati gli effetti dei carichi sia in una direzione che nella direzione opposta (sia per le azioni verticali sia per le azioni orizzontali). Ciò è stato tenuto in conto in tutte le calcolazioni automatiche di tutte le combinazioni di carico considerate.

P1		Carichi Verticali	
		A (nodo 041)	B (nodo 241)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase 1)	(g1)	4450	5700
Pesi propri portati (Fase 2)	(g2)	1800	2250
Ritiro	(e2)	150	150
Max Permanenti		6400	8100
Min Permanenti		6250	7950
Carico da Traffico Massimo Impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+qf)	100	5200
Carico da Traffico Massimo Impalcato (Tr. Interna)*	(q1+q2+qf)	4600	650
Carico da Traffico Massimo torrente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1+qf)	-950	3550
Carico da Traffico Massimo torrente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1+qf)	2450	150
Carico da Traffico Massimo torrente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+qf)	3050	550
Carico da Traffico Massimo torrente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	-950	4550
Gradiente termico	(q7)	-50	-50
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	100	100
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-100	-100
P1		Carichi Verticali	
		A (nodo 041)	B (nodo 241)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 100	± 100
Sisma Trasversale	(q6)	± 500	± 550
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 750	± 700
Vento Ponte Carico	(q5)	± 1550	± 1550
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 1550	± 1550
Centrifuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0

progettazione ati:

P1		Carichi Trasversali	
		A (nodo 041)	B (nodo 241)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Trasversale	(q6)	± 750	± 750
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 50	± 50
Vento Ponte Carico	(q5)	± 300	± 300
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 300	± 300
Centrifuga	(q4)	-10	-10
Frenatura	(q3)	50	50
Temica uniforme	(q7)	50	50
P1		Carichi Longitudinali	
		A (nodo 041)	B (nodo 241)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 750	± 750
Sisma Trasversale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	50	50
Vento Ponte Scarico	(q5)	50	50
Attito appoggi	(q9)	0	0
Frenatura	(q3)	150	150
Temica uniforme	(q7)	100	100
Nota Bene 1 : tutti i carichi sono non ponderati			

progettazione ati:

7 COMBINAZIONI DI CARICO

7.1 Coefficienti parziali di sicurezza per comb. di carico SLU/SLV/SLE

Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono state stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 delle NTC2018 e relativa Circolare. Per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi si è fatto riferimento alla tab. 5.1.V (rif. Par. 2.6.1) delle NTC2018. I valori dei coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono quelli riportati nella tab. 5.1.VI delle NTC2018.

Ai fini delle verifiche degli stati limite, al p.to 2.5.3 delle NTC2018 definisce le seguenti tipologie di combinazioni di azioni:

- Combinazione fondamentale (SLU):
 $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
- Combinazione caratteristica (SLE rara):
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$
- Combinazione frequente (SLE frequente):
 $G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{1,i} Q_{k,i}$
- Combinazione quasi permanente (SLE quasi permanente):
 $G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$
- Combinazione sismica (SLV):
 $E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$
- Combinazione eccezionale (ECC):
 $A_d + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$

dove i simboli hanno il seguente significato:

- G_1 → valore caratteristico delle azioni permanenti;
- G_2 → valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P → valore caratteristico dell'azione di pre-tensione o pre-compressione;
- Q_{k1} → valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{k,i}$ → valore caratteristico dell'azione variabile i ;
- γ_{G1} → coefficiente parziale per le azioni permanenti;
- γ_{G2} → coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
- γ_P → coefficiente parziale per le azioni di pre-tensione o pre-compressione;
- γ_{Q1} → coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $\gamma_{Q,i}$ → coefficiente parziale per l'azione variabile i ;
- $\psi_{i,j}$ → coefficienti di combinazione per i vari stati limite.

Il simbolo "+" (nelle combinazioni di carico riportate sopra) è da intendersi come "combinato con". In particolare, con riferimento ai carichi variabili da traffico, si sono utilizzati i coefficienti di combinazione di carico indicati nelle NTC2018 alla tab. 5.1.VI.

Azioni	Effetto del carico	ψ_0 (di combinazione)	ψ_1 (valori frequenti)	ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico	Gruppo 1 – Schema 1 (carichi tandem)	0.75	0.75	0.0
	Gruppo 1 – Schema 1 (carichi distribuiti)	0.40	0.40	0.0
	Gruppo 1 – Schema 2	0.0	0.75	0.0
	Gruppo 2a	0.0	0.0	0.0
	Gruppo 4 (folla)	0.0	0.75	0.0
Azioni del vento	$q_{5,v}$ – ponte scarico esecuzione	0.80	0.0	0.0
	$q_{5,v}$ – ponte scarico SLU e SLE	0.60	0.20	0.0
	$q_{5,v}$ – ponte carico	0.60	0.0	0.0

progettazione ati:

Azioni termiche	T_k	0.60	0.60	0.50
-----------------	-------	------	------	------

Figura 7.1 Estratto della tabella 5.1.VI delle NTC2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame – coefficienti di combinazione delle azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

7.2 Azioni nelle verifiche agli stati limite

7.2.1 Stati limite ultimi

Nelle verifiche agli stati limite ultimi, da norma NTC2018, si distinguono i seguenti casi:

- **EQU** → stato limite di equilibrio come corpo rigido;
- **STR** → stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
- **GEO** → stato limite di resistenza del terreno.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della tabella sottostante, mentre per le verifiche strutturali si utilizzeranno i coefficienti della colonna STR.

Tipi di carico	Effetto del carico	Coefficiente γ_F	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli		0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli	γ_{G1}	1.10	1.35	1.00
Permanenti non strutturali ⁽²⁾	Favorevoli		0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli	γ_{G2}	1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevoli		0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli	γ_Q	1.35	1.35	1.15
Variabili	Favorevoli		0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli	γ_{Qi}	1.50	1.50	1.30
Ritiro e viscosità, cedimenti vincolari	Favorevoli		0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli	γ_{e2}, γ_{e3}	1.20	1.20	1.20

(1) Equilibrio che non coinvolga parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO;

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

Figura 7.2 Estratto della tabella 5.1.V delle NTC2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame – coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

7.2.2 Stati limite di esercizio

Per le strutture in calcestruzzo armato ordinario, il p.to 4.1.2.2 delle NTC2018 prevedono le seguenti verifiche generali di esercizio:

- verifiche di deformabilità;
- verifiche di fessurazione/verifiche delle tensioni di esercizio;
- verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità.

Nel caso in oggetto, per la verifica di tutti gli elementi strutturali costituenti spalle, pile e le relative palificate, si è tenuto in debito conto soprattutto le verifiche di fessurazione e le massime tensioni di esercizio.

7.3 Combinazioni dei carichi maggiormente significative

7.3.1 Combinazioni SLU/SLV

Nella valutazione delle resistenze strutturali di spalle e pile, si sono considerate le seguenti combinazioni allo stato limite ultimo (fondamentali e sismiche). In particolare, si sono riportate le combinazioni di carico maggiormente significative per il dimensionamento delle palificate e per il progetto e la verifica delle armature degli elementi strutturali maggiormente cementati.

COMB.	G_1 Pesi Propri	G_2 Perm. portati	e_2 Ritiro	q_7 Termica uniforme	Q_1 (max d_Est)	Q_1 (max ecc_Est)	q_3 Frenatura	q_4 Centrifuga	q_5 -SC Vento ponte scarico	q_5 -C Vento ponte carico
-------	----------------------	------------------------	-----------------	---------------------------	-------------------	---------------------	--------------------	---------------------	----------------------------------	--------------------------------

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_00	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00
SLU_01 (*)	1.35	1.35	1.20	0.90	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90
SLU_02	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90
SLU_03	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.90
SLU_04	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.50
SLU_05	1.35	1.35	1.20	1.50	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.90
SLU_06	1.35	1.35	1.20	0.90	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU_07	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
SLU_08	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.00
SLU_09	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU_10	1.35	1.35	1.20	1.50	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU_16	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00
SLU_17	1.00	1.00	1.20	0.90	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90
SLU_18	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90
SLU_19	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.90
SLU_20	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.50
SLU_21	1.00	1.00	1.20	1.50	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.90
SLU_22	1.00	1.00	1.20	0.90	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU_23	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
SLU_24	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.00
SLU_25	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU_26	1.00	1.00	1.20	1.50	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00

COMB.	G1 Pesi Propri	G2 Perm. portati		q7 Termica uniforme	Q6_V_max (sisma verticale)	Q6_V_min (sisma verticale)	q6_H (sisma orizzontale)			
SLV_01	1.00	1.00		0.50	1.00	0,00	0,00			
SLV_02	1.00	1.00		0.50	0,00	1.00	0,00			
SLV_03 (*)	1.00	1.00		0.50	0,00	0,00	1.00			

(*) Evidenziate le combinazioni di carico che maggiormente interessano il dimensionamento e la verifica delle fondazioni su pali (per spalle e pile).

NOTA: "Q1 (max d_Est)" è la combinazione di carico relativa alla massima densità di carichi viaggianti sugli impalcati;
"Q1 (max Ecc_Est)" è la combinazione di carico relativa alla disposizione geometrica sugli impalcati corrispondente alla massima eccentricità risultante dei carichi viaggianti.

Figura 7.3 Combinazioni di carico SLU e SLV (maggiormente significative per spalle e pile): A1 – STR (tabella 5.1.V delle NTC2018).

7.3.2 Combinazioni SLE - rara

Di seguito le combinazioni di carico per stato limite di esercizio (combinazioni rara).

COMB.	G1 Pesi Propri	G2 Perm. portati	e2 Ritiro	q7 Termica uniforme	Q1 (max d_Est)	Q1 (max ecc_Est)	q3 Frenatura	q4 Centrifuga	q5-SC Vento ponte scarico	q5-C Vento ponte carico
SLEr_00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLEr_01 (*)	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_02	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_03	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.60
SLEr_04	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEr_05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_06	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_07	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_08	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEr_09	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_16	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLEr_17	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60

progettazione ati:

SLEr_18	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_19	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.60
SLEr_20	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEr_21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_22	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_23	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_24	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEr_25	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(*) Evidenziate le combinazioni di carico che maggiormente interessano il dimensionamento e la verifica delle fondazioni su pali (per spalle e pile).

NOTA: "Q1 (max d_Est)" è la combinazione di carico relativa alla massima densità di carichi viaggianti sugli impalcati; "Q1 (max Ecc_Est)" è la combinazione di carico relativa alla disposizione geometrica sugli impalcati corrispondente alla massima eccentricità risultante dei carichi viaggianti.

Figura 7.4 Combinazioni di carico SLE-rara (maggiormente significative per spalle e pile): tabella 5.1.VI delle NTC2018.

7.3.3 Combinazioni SLE - frequente

Di seguito le combinazioni di carico per stato limite di esercizio (combinazioni frequente).

COMB.	G ₁ Pesi Propri	G ₂ Perm. portati	e ₂ Ritiro	q ₇ Termica uniforme	Q ₁ (max d_Est)	Q ₁ (max ecc_Est)	q ₃ Frenatura	q ₄ Centrifuga	q ₅ -SC Vento ponte scarico	q ₅ -C Vento ponte carico
SLEf_00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLEf_01 (*)	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_02	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_03	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.20
SLEf_04	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEf_05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_06	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_07	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_08	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEf_09	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_16	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLEf_17	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_18	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_19	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.20
SLEf_20	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEf_21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_22	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_23	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_24	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEf_25	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(*) Evidenziate le combinazioni di carico che maggiormente interessano il dimensionamento e la verifica delle fondazioni su pali (per spalle e pile).

NOTA: "Q1 (max d_Est)" è la combinazione di carico relativa alla massima densità di carichi viaggianti sugli impalcati; "Q1 (max Ecc_Est)" è la combinazione di carico relativa alla disposizione geometrica sugli impalcati corrispondente alla massima eccentricità risultante dei carichi viaggianti.

Figura 7.5 Combinazioni di carico SLE-frequente (maggiormente significative per spalle e pile): tabella 5.1.VI delle NTC2018.

7.3.4 Combinazioni SLE – quasi permanente

Di seguito le combinazioni di carico per stato limite di esercizio (combinazioni quasi permanente).

COMB.	G ₁ Pesi	G ₂ Perm.	e ₂ Ritiro	q ₇ Termica	Q ₁ (max	Q ₁ (max	q ₃ Frenatura	q ₄ Centrifuga	q ₅ -SC Vento	q ₅ -C Vento
-------	------------------------	-------------------------	--------------------------	---------------------------	------------------------	------------------------	-----------------------------	------------------------------	-----------------------------	----------------------------

progettazione ati:

	Propri	portati		uniforme	d_Est)	ecc_Est)			pon te scarico	pon te carico
SLEqp_00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLEqp_01 (*)	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_02	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_03	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEqp_04	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEqp_05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_06	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_07	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_08	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEqp_09	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_16	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLEqp_17	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_18	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_19	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEqp_20	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEqp_21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_22	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_23	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_24	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEqp_25	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(*) Evidenziate le combinazioni di carico che maggiormente interessano il dimensionamento e la verifica delle fondazioni su pali (per spalle e pile).

NOTA: "Q1 (max d_Est)" è la combinazione di carico relativa alla massima densità di carichi viaggianti sugli impalcati;
"Q1 (max Ecc_Est)" è la combinazione di carico relativa alla disposizione geometrica sugli impalcati corrispondente alla massima eccentricità risultante dei carichi viaggianti.

Figura 7.6 Combinazioni di carico SLE-quasi permanente (maggiormente significative per spalle e pile): tabella 5.1.VI delle NTC2018.

progettazione ati:

8 GEOMETRIE ELEMENTI STRUTTURALI: SPALLA B

Nota: si esegue la sola verifica delle geometrie e dei carichi delle spalle B, essendo la rimanente spalla simile ma inferiore in altezza e meno sollecitata.

8.1 Geometria spalla: schemi grafici qualitativi

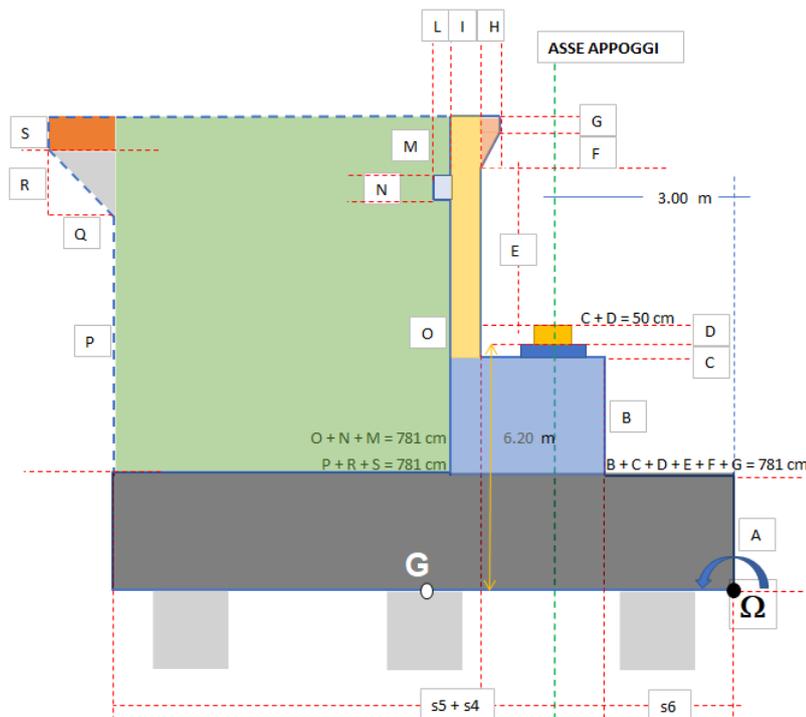


Figura 1 - Sezione verticale spalla su asse appoggio. Le dimensioni sono puramente indicative. Disegno non in scala

NOTA: le schematizzazioni riportate nelle figure sono utilizzate per poter inputare le varie grandezze (misure) e calcolare pesi e sollecitazioni agenti. Le rappresentazioni delle varie sezioni dell'elemento strutturale "spalla" sono quindi del tutto generali e indicative. Ad esempio, se non è presente il "dente della soletta flottante" nell'input dei valori deve leggersi $L = 0$ cm, $N = 0$ cm.

Le eventuali riseghe dei muri di risvolto sono state rettificare in quanto, nel comportamento globale della spalla, la differenza di gamma del terreno rispetto a quella del calcestruzzo, nelle zone rettificare non comporta significativi cambi di sollecitazioni nella palificata.

Anche il numero di baggioli è stato rappresentato in modo puramente indicativo. Il numero effettivo di appoggi/baggioli è infatti specificato più avanti a pag. 34.

Quando le dimensioni geometriche degli elementi strutturali dell'elemento "spalla" sono variabili, si utilizzeranno per la definizione delle varie grandezze in input dei valori opportunamente mediati, il cui contributo (in termini di pesi, inerzie sismiche e distribuzioni dei momenti) sarà identico a quelli delle dimensioni effettive, laddove possibile. Diversamente, verranno inseriti opportuni valori in sicurezza.

La struttura "spalla" è stata considerata a comportamento elastico scatolare. Sismicamente, viene schematizzata come un muro la cui soletta (plinto) è fondato su pali. Si considera quindi come struttura di contenimento rigida, senza possibilità di spostamenti rispetto al terreno.

Il modello di azione dei terreni adottato è quindi quello della "spinta a riposo" e il modello di incremento sismico delle spinte orizzontali dei terreni è quello di Wood.

Nel calcolo delle sollecitazioni sulla palificata si sono assunte le seguenti ipotesi in sicurezza: il plinto è infinitamente rigido, i pali sono tutti ugualmente deformabili, pali con la sommità impedita di ruotare. Gli stati di sollecitazione e di deformazione del palo

progettazione ati:

sottoposto alla forza orizzontale sono deducibili, in prima approssimazione, accettando l'ipotesi di elasticità lineare sia per il palo che per il terreno. La sollecitazione flettente in testa al palo, viene determinata mediante l'analisi della linea elastica del palo fornendo il valore del rapporto $r_{t,i} = M_{testa,i} / V_{palo,i}$. Questa informazione è di natura geotecnica e indicata nella relazione geotecnica allegata, alla quale si rimanda.

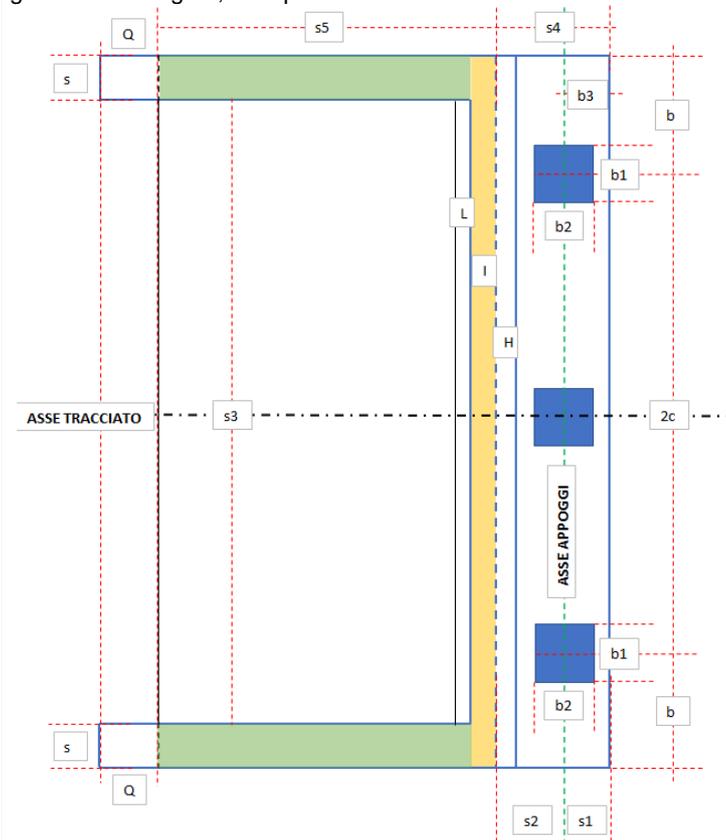


Figura 2 - sezione orizzontale spiccata parete elevazione. Figura qualitativa, dimensioni non in scala. N.B.: il numero di appoggi rappresentato è del tutto generale

progettazione ati:

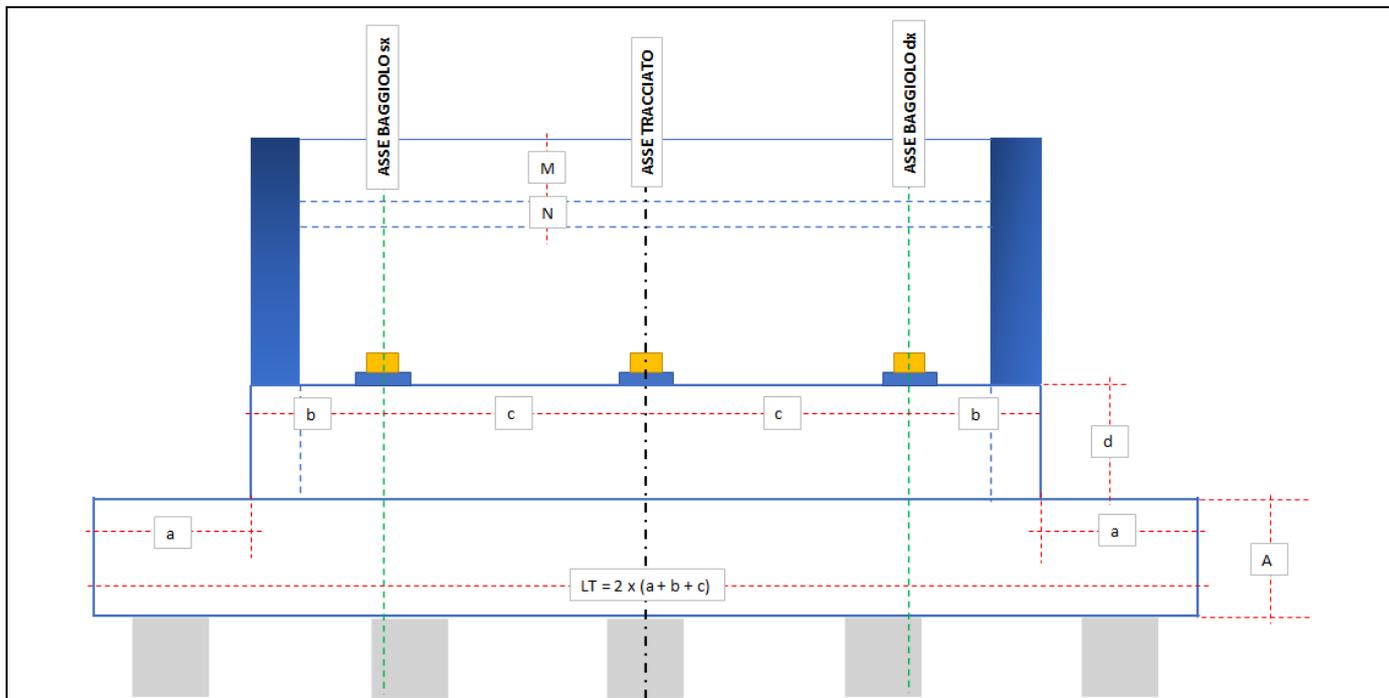


Figura 3 - Sezione verticale, trasversale, su assi appoggi – schema qualitativo – numero di appoggi disegnati generale

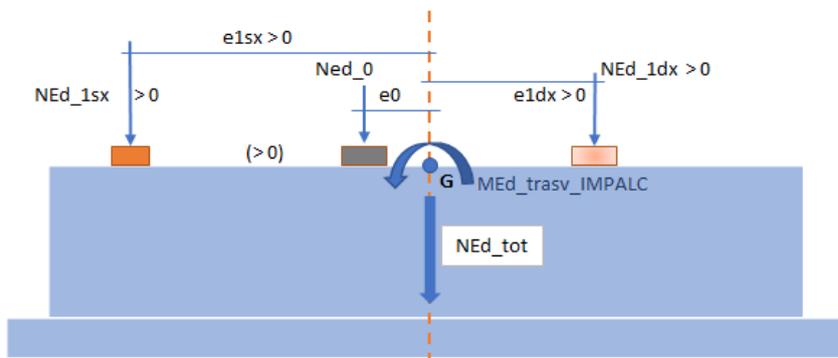


Figura 4 - Sezione verticale, trasversale, piano per assi appoggi – schema qualitativo – disposizione assi appoggi da asse spalla/platea. Numero di appoggi rappresentato puramente generale

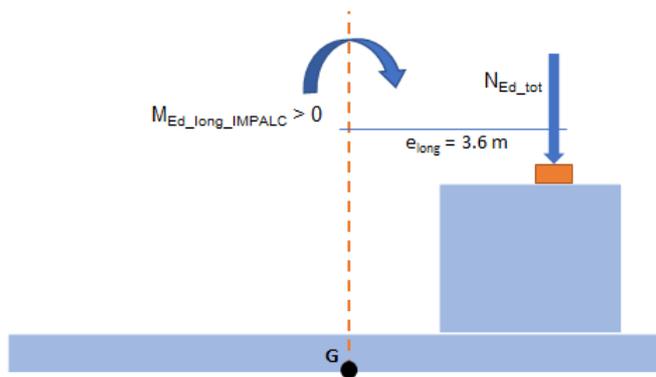


Figura 5 - Sezione verticale, longitudinale, su baricentro plinto – schema qualitativo – disposizione assi appoggi da asse spalla/platea. Momento risultante longitudinale per eccentricità carichi su appoggi

progettazione ati:

8.1.1 Disassamento baricentro appoggi

Numero di appoggi (effettivo) per spalla:	2
Distanza appoggio "1 sx" da baricentro spalla:	e1sx = 513 cm
Distanza appoggio "0" (baricentro appoggi lat.):	e0 = 113 cm (coincidente con baricentro coppia appoggi)
Distanza appoggio "1 dx" da baricentro spalla:	e1dx = 288 cm
Distanza baricentro appoggi da baricentro plinto:	e _{long} = 360 cm

8.1.2 Dimensioni geometriche spalla

Altezza soletta fondazione:	A = 180 cm
Altezza parete elevazione:	B = d = 420 cm
Altezza baggioli (valore medio riferimento):	C = 20 cm
Altezza apparecchio di appoggio:	D = 30 cm
Altezza tratto intermedio paraghiaia:	E = 223 cm
Altezza sbalzo paraghiaia (triangolare):	F = 40 cm
Altezza sbalzo paraghiaia (quadrangolare):	G = 48 cm
Larghezza sbalzo paraghiaia:	H = 28 cm
Spessore setto paraghiaia:	I = 50 cm
Larghezza dente soletta flottante:	L = 25 cm
Altezza tratto setto paraghiaia fino a dente:	M = 0 cm
Altezza dente soletta flottante:	N = 0 cm
Altezza tratto paraghiaia da intradosso dente:	O = 781 cm
Altezza risvolti laterali (fino a inizio bandiera):	P = 781 cm
Larghezza orizzontale bandiera:	Q = 0 cm
Altezza tratto tringolare bandiera:	R = 0 cm
Altezza tratto quadrangolare bandiera:	S = 0 cm
Sbordo soletta fondazione da risvolti laterali:	a = 22.5 cm
Distanza asse appoggi di estremità da risvolti:	b = 437.5 cm (valore medio)
Interasse (orizzontale) appoggi:	c = 400 cm (valore medio)
Larghezza trasversale soletta fondazione:	LT = 1720 cm
Spessore risvolti laterali:	s = 75 cm
Distanza asse appoggi da bordo parete elevazione:	s1 = b3 = 80 cm
Distanza asse appoggi da bordo parete paraghiaia:	s2 = 110 cm
Dimensione x baggiolo:	b1 = 100 cm
Dimensione y baggiolo:	b2 = 100 cm
Distanza interna netta tra risvolti laterali:	s3 = 1466 cm
Larghezza parete elevazione da superf. paraghiaia:	s4 = 190 cm
Larghezza orizzontale (costante) risvolto laterale:	s5 = 910 cm
Distanza orizzontale risvolti laterali:	s5 + s4 = 1100 cm
Larghezza totale soletta di fondazione:	s4 + 25 + s6 = 1320 cm
Larghezza soletta fondazione da parete elevazione:	s6 = 220 cm
Larghezza (trasversale) parete elevazione:	2(b + c) = 16.75 m.

progettazione ati:

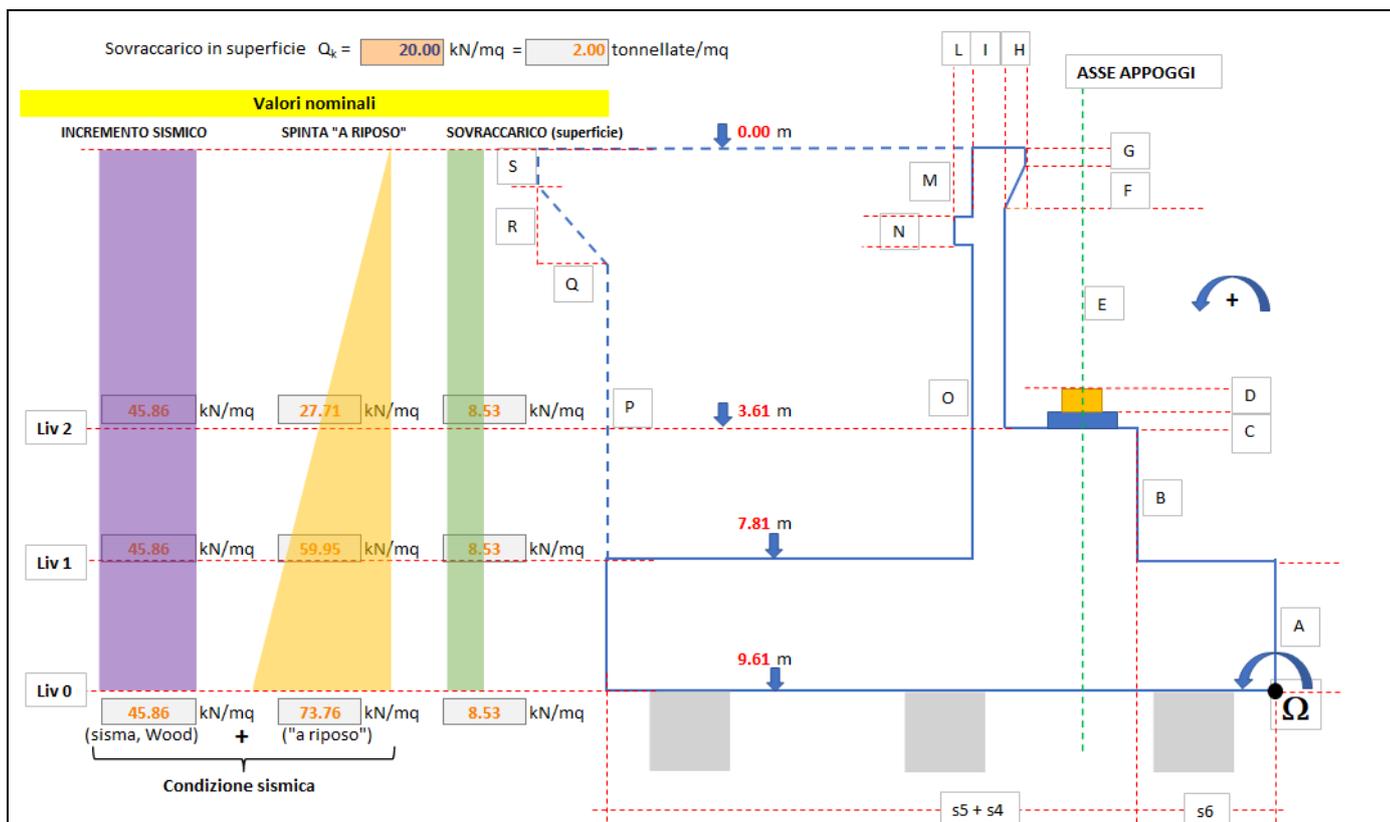
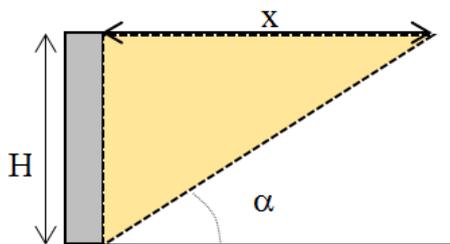


Figura 6 - Schema dei carichi (caratteristici) delle azioni provenienti dai terreni

Il carico accidentale che concorre a determinare la spinta sulla spalla è quello complessivo agente sul volume geotecnico significativo posto a tergo dell'opera. Nel caso delle spalle tale volume può con buona approssimazione essere rappresentato dal cuneo di spinta di Coulomb, cautelativamente valutato in condizioni di spinta attiva (cuneo di dimensione minima fra tutti quelli possibili). Il cuneo si sviluppa nel rilevato d'approccio, caratterizzato da un angolo di resistenza a taglio di 35° (il valore caratteristico di tale parametro in combinazione M2 è pari a 28°). Per un'opera di altezza H la larghezza della base del cuneo in superficie è pari a $H/\tan(\pi/4+28^\circ/2)$.

I carichi accidentali dello Schema di Carico 1 devono essere distribuiti su una superficie di lunghezza pari alla base del cuneo di Coulomb e larghezza pari alla dimensione trasversale della spalla. Su tale superficie agiscono i carichi concentrati $Q_k=2 \times 300 + 2 \times 200 + 2 \times 100 = 1200$ kN ed i carichi distribuiti $q_k=9,0$ kPa per una corsia di 3,0 m e 2,5 kPa sulla parte restante di carreggiata).



Nel caso della spalla in oggetto, considerando una spalla di altezza pari a circa 9,6 m (elevazione+fondazione) e larghezza di di 16,75 m (per la presenza della piazzola di sosta), la risultante complessiva dei carichi applicati è pari a 1200 kN + un sovraccarico distribuito medio di 4,5 kN/mq.

La superficie su cui si distribuisce il carico concentrato è $= 5,77 \times 16,75 = 96,62$.

Da cui $Q = 1200/96,62 + 4,5 < 20$ kN/m²

Si è comunque assunto un valore di sovraccarico pari a 20kN/m² sull'intera larghezza di 16,75m.

progettazione ati:

8.1.3 Dati geotecnici e sismici dei terreni

Accelerazione normalizzata (sisma orizzontale):	$a_g/g = 0.226$; (sisma SLV)
Coefficiente amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.173$
Coefficiente amplificazione topografica:	$S_T = 1.000$
Coeff. di riduzione max. accelerazione attesa:	$\beta_m = 1.00$
Peso specifico terreno tal quale:	$\gamma = 18.00$ (valore medio di riferimento)
Angolo di attrito interno terreno:	$\phi = 35^\circ$
Coefficiente sisma SLV orizzontale:	$k_h = \beta_m S_S S_T a_g/g = 0.265$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2)
Coefficiente sisma SLV verticale:	$k_v = 0.5k_h = 0.133$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2.1)
Coefficiente di spinta "a riposo" (Jaky):	$k_0 = 1 - \sin\phi = 0.426$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 20.00 \text{ kN/m}^2 = 2.00 \text{ tonnellate/m}^2$
Altezza su cui agisce l'incremento sismico (Wood):	$H = 9.61 \text{ m}$ (altezza spalla con sp. soletta fondazione)
Incremento di pressione sismica (modello Wood):	$S_T S_S (a_g/g) \gamma H = 45.86 \text{ kN/m}^2$ (distribuzione costante)
Massima pressione spinta "a riposo":	$k_0 \gamma H = (0.426 \times 18.00 \times 9.61) = 73.76 \text{ kN/m}^2$ (arrotondato)
Massima pressione sovraccarico superficie:	$k_0 Q_k = (0.426 \times 20.00) = 8.53 \text{ kN/m}^2$ (arrotondato)

8.1.4 Distribuzione masse elementi spalla

Si considerano i pesi delle masse dei vari elementi strutturali costituenti la spalla (ad esclusione delle masse dei pali). Il braccio di tali risultanti viene misurato dal centro Ω (si veda schema alla pagina precedente).

Tipologia elemento spalla	Pesi [kN]	Braccio [m]	Momenti da Ω [kNm]
Soletta fondazione	10216.8	6.60	67431
Parete elevazione	4221.0	3.40	14351
Paraghiaia	755.8	4.35	3288
Baggioli (complessivi)	10.0	3.00	30
Sbalzo paraghiaia	72.6	3.96	287
Dente soletta flottante	0.0	4.73	0
Muri di risvolto	2518.7	8.90	22417
Bandiera (parte superiore)	0.0	8.90	0
Bandiera (parte inferiore)	0.0	8.90	0
Peso terreno interno spalla (escluso sovraccarico) ⁽¹⁾	17724	8.90	157742

⁽¹⁾ L'effetto del sovraccarico è stato considerato solo come effetto ribaltante per spinta orizzontale del terreno ed è stato ignorato per sicurezza come contributo stabilizzante sopra il volume di terreno imbarcato.

Complessivi verticali (pesi):	$N = 35519 \text{ kN}$
Complessivi momenti (rispetto polo Ω):	$M = 265546 \text{ kNm}$
Eccentricità complessivi verticali (pesi):	$e = M/N = 7.48 \text{ m}$
Distanza baricentro soletta fondazione da Ω :	$G\Omega = (s_4 + s_5 + s_6)/2 = 6.60 \text{ m}$
Distanza eccentricità (trasporto):	$\Delta e = e - G\Omega = 0.88 \text{ m}$
Momento (complessivo) trasportato su G:	$M_G = N \times \Delta e = 31122 \text{ kNm}$ (complessivi in asse plinto fondazione).

8.1.5 Distribuzione inerzie sismiche

Si considerano le distribuzioni delle masse sismiche delle varie parti strutturali che costituiscono la spalla:

Tipologia elemento spalla	Inerzie sismiche (orizzontali) [kN]	Braccio (verticale) [m]	Momenti da Ω [kNm]
Soletta fondazione	2708.5	0.90	2438
Parete elevazione	1119.0	3.90	4364
Paraghiaia	200.4	7.81	1564
Baggioli (complessivi)	2.7	6.10	16
Sbalzo paraghiaia	21.1	9.37	198
Dente soletta flottante	0.0	9.61	0
Muri di risvolto	667.7	5.71	3809

progettazione ati:

Bandiera (parte superiore)	0.0	9.61	0
Bandiera (parte inferiore)	0.0	9.61	0
Peso terreno interno spalla	4698.7	5.71	26829

Complessivi (orizzontali) inerzie: $V_h = 9418 \text{ kN}$
Complessivi momenti (ribaltanti): $M_h = -39218 \text{ kNm}$.

Valori riferiti alla larghezza della parete di elevazione: $L = 16.75 \text{ m}$ (risultanti sismiche orizzontali e momenti ribaltanti dovuti alle spinte dei terreni)

Liv 0 - Quota: 9.61 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	7381 kN	5937 kN	1373 kN
$M_k =$	-35468 kNm	-19017 kNm	-6596 kNm

Liv 1 - Quota: 7.81 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	5999 kN	3921 kN	1116 kN
$M_k =$	-23426 kNm	-10208 kNm	-4357 kNm

Liv 2 - Quota: 3.61 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	2773 kN	838 kN	516 kN
$M_k =$	-5005 kNm	-1008 kNm	-931 kNm

8.1.6 Valori maggiormente indicativi delle spinte e dei momenti sismici (delle terre)

Si riportano i valori delle risultanti delle spinte sismiche orizzontali e dei momenti ribaltanti sismici riferiti al piano che contiene la testa dei pali della palificata. Di seguito i valori maggiori, per combinazioni di carico maggiormente significative per la spalla:

Da comb. SLU_00 a combinazione SLU_10:	$H_{Ed_long_terre} = 9502 \text{ kN}$
Da comb. SLU_16 a combinazione SLU_26:	$H_{Ed_long_terre} = 7310 \text{ kN}$
Combinazione sismica SLV_03:	$H_{Ed_long_terre} = 13318 \text{ kN}$
Da comb. SLU_00 a combinazione SLU_10:	$M_{Ed_terre} = 33298 \text{ kNm}$ (in modulo)
Da comb. SLU_16 a combinazione SLU_26:	$M_{Ed_terre} = 25614 \text{ kNm}$ (in modulo)
Combinazione sismica SLV_03:	$M_{Ed_terre} = 54485 \text{ kNm}$ (in modulo)

8.1.7 Sollecitazioni scaricate dagli impalcati

Altezza estradosso baggioli da quota testa palificata: 6.20 m
Altezza estradosso appoggi da quota testa palificata: 6.50 m; (valore utilizzato per calcolo momenti)
Numero di appoggi per spalla: 2

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

N_{Ed_tot}	scarico complessivo da impalcato su appoggi spalla
$M_{Ed_trasv_IMPALC}$	momento complessivo trasversale per scarichi impalcato su appoggi
$M_{Ed_long_IMPALC}$	momento longitudinale per eccentricità longitudinale (e_{long}) risultante totale assiale scarichi, $N_{Ed_tot} \times e_{long}$
H_{trasv_IMPALC}	risultante carichi trasversali su appoggi spalla
H_{long_IMPALC}	risultante carichi longitudinali su appoggi spalla

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della spalla tra i 2 appoggi presenti (a quota dell'estradosso degli appoggi).
Valori con segno algebrico.

Comb.	MIN N_{Ed_tot} [kN]	MAX N_{Ed_tot} [kN]	(1) / (2) $M_{Ed_trasv_IMPALC}$ [kNm]	(1) / (2) $M_{Ed_long_IMPALC}$ [kNm]	(1) / (2) H_{trasv_IMPALC} [kN]	(1) / (2) H_{long_IMPALC} [kN]
SLU_00	5783	5783	19331/6115	20817/20817	990/-810	510/210
SLU_01	9360	9360	36663/28733	33696/33696	630/-450	450/270
SLU_02	8483	8483	12156/4226	30537/30537	765/-315	855/675
SLU_03	8483	8483	12156/4226	30537/30537	603/-477	450/270
SLU_04	7808	7808	15932/2716	28107/28107	990/-810	510/210

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_05	8483	8483	12156/4226	30537/30537	690/-390	690/510
SLU_06	9360	9360	32698/32698	33696/33696	90/90	360/360
SLU_07	8483	8483	8191/8191	30537/30537	225/225	765/765
SLU_08	8483	8483	8191/8191	30537/30537	63/63	360/360
SLU_09	8483	8483	8191/8191	30537/30537	90/90	360/360
SLU_10	8483	8483	8191/8191	30537/30537	150/150	600/600
SLU_16	4190	4190	15928/2711	15084/15084	990/-810	510/210
SLU_17	7768	7768	33259/25329	27963/27963	630/-450	450/270
SLU_18	6890	6890	8753/823	24804/24804	765/-315	855/675
SLU_19	6890	6890	8753/823	24804/24804	603/-477	450/270
SLU_20	6215	6215	12529/-688	22374/22374	990/-810	510/210
SLU_21	6890	6890	8753/823	24804/24804	690/-390	690/510
SLU_22	7768	7768	29294/29294	27963/27963	90/90	360/360
SLU_23	6890	6890	4788/4788	24804/24804	225/225	765/765
SLU_24	6890	6890	4788/4788	24804/24804	63/63	360/360
SLU_25	6890	6890	4788/4788	24804/24804	90/90	360/360
SLU_26	6890	6890	4788/4788	24804/24804	150/150	600/600

SLV_01	3950	5150	10400/9050	18540/14220	-	-
SLV_02	3550	4750	11552/10202	17100/12780	-	-
SLV_03	-	-	-	/	1350/-1250	1500/-1100

→ Prefissi "(1)", "(2)" per indicare le sollecitazioni riferite a medesime azioni agenti nei due versi contrari di una medesima direzione.

Sollecitazioni flettenti SLU/SLV riferite al piano testa pali (valori max in modulo)

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

H_{trasv_IMPALC}

M_{trasv_IMPALC}

H_{long_IMPALC}

M_{long_IMPALC}

risultante carichi trasversali su piano testa pali (baricentro)

momento complessivo trasversale scarichi impalcato (baric. testa pali)

risultante carichi longitudinali su piano testa pali (bericentro)

momento complessivo longitudin. scarichi impalcato (baric. testa pali)

Altezza dell'estradosso degli appoggi:

6.50 m (a partire dalla quota testa dei pali).

Comb.	H_{trasv_IMPALC} [kN]	M_{trasv_IMPALC} [kNm]	H_{long_IMPALC} [kN]	M_{long_IMPALC} [kNm]
SLU_00	990	6435	510	3315
SLU_01	630	4095	450	2925
SLU_02	765	4973	855	5558
SLU_03	603	3920	450	2925
SLU_04	990	6435	510	3315
SLU_05	690	4485	690	4485
SLU_06	90	585	360	2340
SLU_07	225	1463	765	4973
SLU_08	63	410	360	2340
SLU_09	90	585	360	2340
SLU_10	150	975	600	3900
SLU_16	990	6435	510	3315
SLU_17	630	4095	450	2925
SLU_18	765	4973	855	5558
SLU_19	603	3920	450	2925
SLU_20	990	6435	510	3315
SLU_21	690	4485	690	4485
SLU_22	90	585	360	2340
SLU_23	225	1463	765	4973
SLU_24	63	410	360	2340
SLU_25	90	585	360	2340
SLU_26	150	975	600	3900

SLV_01	-	-	-	-
SLV_02	-	-	-	-
SLV_03	1350	8775	1500	9750

progettazione ati:

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della testa della palificata
Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura (tutti i valori sono di progetto):

$\Delta M_{Ed-trasv_IMPALC}$	quota di momento per eccentricità baric. appoggi da baric. palificata
N_{Ed_spalla}	valore di progetto carichi verticali strutture/terre/spalla (su palificata)
$M_{Ed_spalla (LONG)}$	Momento di progetto carichi verticali strutture/terre da baric. palificata
$H_{Ed_spalla_sisma}$	Inerzie orizzontali elementi strutturali spalla
$M_{Ed_spalla (LONG)_sisma}$	Momenti ribaltanti inerzie elementi strutturali spalla
M_{long_TERRE}	Momenti ribaltanti per spinta delle terre
H_{long_terre}	Spinte orizzontali terre.

Si riportano i valori delle azioni (kN) e dei momenti flettenti di progetto (kNm) per le combinazioni di carico più significative:

Comb.	MIN $\Delta M_{Ed-trasv_IMPALC}$	MAX $\Delta M_{Ed-trasv_IMPALC}$	N_{Ed_spalla}	$M_{Ed_spalla (LONG)}$	$H_{Ed_spalla_sisma}$	$M_{Ed_spalla (LONG)_sisma}$	M_{long_TERRE}	H_{long_terre}
SLU_00	6505	6505	47950	-42015	-	-	33298	9502
SLU_01	10530	10530	47950	-42015	-	-	33298	9502
SLU_02	9543	9543	47950	-42015	-	-	33298	9502
SLU_03	9543	9543	47950	-42015	-	-	33298	9502
SLU_04	8783	8783	47950	-42015	-	-	33298	9502
SLU_05	9543	9543	47950	-42015	-	-	33298	9502
SLU_06	10530	10530	47950	-42015	-	-	33298	9502
SLU_07	9543	9543	47950	-42015	-	-	33298	9502
SLU_08	9543	9543	47950	-42015	-	-	33298	9502
SLU_09	9543	9543	47950	-42015	-	-	33298	9502
SLU_10	9543	9543	47950	-42015	-	-	33298	9502
SLU_16	4714	4714	47950	-42015	-	-	25614	7310
SLU_17	8738	8738	47950	-42015	-	-	25614	7310
SLU_18	7751	7751	47950	-42015	-	-	25614	7310
SLU_19	7751	7751	47950	-42015	-	-	25614	7310
SLU_20	6992	6992	47950	-42015	-	-	25614	7310
SLU_21	7751	7751	47950	-42015	-	-	25614	7310
SLU_22	8738	8738	47950	-42015	-	-	25614	7310
SLU_23	7751	7751	47950	-42015	-	-	25614	7310
SLU_24	7751	7751	47950	-42015	-	-	25614	7310
SLU_25	7751	7751	47950	-42015	-	-	25614	7310
SLU_26	7751	7751	47950	-42015	-	-	25614	7310
SLV_01	4444	-	35519	-31122	9418	39218	-	-
SLV_02	3994	-	35519	-31122	9418	39218	-	-
SLV_03	4444	-	35519	-31122	9418	39218	54485	13318

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della palificata.

Nelle tabelle a seguire, si è adottata la seguente simbologia (tutti i valori sono di progetto):

N_{Ed_tot}	scarico complessivo azioni verticali
$M_{Ed_trasv_tot}$	momento con asse d'inflessione parallelo all'asse tracciato
M_{long_tot}	momento longitudinale con asse d'inflessione perpend. asse tracciato
H_{trasv_tot}	azione risultante trasversale (perpendicolare) all'asse tracciato
H_{long_tot}	azione risultante parallela all'asse tracciato.

Si ha in particolare:

eccentricità baricentro appoggi da baricentro palificata: 1.13 m (perpendicolarmente asse tracciato)
eccentricità asse baggioli da baricentro testa palificata: 3.60 m (parallelamente asse tracciato).

progettazione ati:

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	(1) M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	(2) M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	(1) M _{long_tot} [kNm]	(2) M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLU_00	53733	53733	32272	7355	15415	13465	990	10012
SLU_01	57310	57310	51288	36338	27904	26734	630	9952
SLU_02	56433	56433	26671	11721	27377	26207	765	10357
SLU_03	56433	56433	25618	10668	24745	23575	603	9952
SLU_04	55758	55758	31151	6234	22705	20755	990	10012
SLU_05	56433	56433	26184	11234	26305	25135	690	10192
SLU_06	57310	57310	43813	43813	27319	27319	90	9862
SLU_07	56433	56433	19196	19196	26792	26792	225	10267
SLU_08	56433	56433	18143	18143	24160	24160	63	9862
SLU_09	56433	56433	18319	18319	24160	24160	90	9862
SLU_10	56433	56433	18709	18709	25720	25720	150	10102
SLU_16	52140	52140	27077	2160	1998	48	990	7820
SLU_17	55718	55718	46092	31143	14487	13317	630	7760
SLU_18	54840	54840	21476	6526	13960	12790	765	8165
SLU_19	54840	54840	20423	5473	11328	10158	603	7760
SLU_20	54165	54165	25956	1039	9288	7338	990	7820
SLU_21	54840	54840	20989	6039	12888	11718	690	8000
SLU_22	55718	55718	38618	38618	13902	13902	90	7670
SLU_23	54840	54840	14001	14001	13375	13375	225	8075
SLU_24	54840	54840	12948	12948	10743	10743	63	7670
SLU_25	54840	54840	13124	13124	10743	10743	90	7670
SLU_26	54840	54840	13514	13514	12303	12303	150	7910

SLV_01	39469	40669	14843	14843	-4513	-193	0	9418
SLV_02	40238	40238	15545	15545	-5953	-1633	0	9418
SLV_03	39469	40669	13219	-2331	59722	47142	1350	19537

→ Prefissi "(1)", "(2)" per indicare le sollecitazioni riferite a medesime azioni agenti nei due versi contrari di una medesima direzione.

NOTA: Sollecitazioni SLE-rara riferite al baricentro della palificata

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	(1) M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	(2) M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	(1) M _{long_tot} [kNm]	(2) M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEr_00	39769	39769	22864	6253	12001	10701	660	7650
SLEr_01	42419	42419	37319	27352	21281	20501	420	7610
SLEr_02	41769	41769	19085	9118	20891	20111	520	7910
SLEr_03	41769	41769	18305	8338	18941	18161	400	7610
SLEr_04	41269	41269	22034	5423	17401	16101	660	7650
SLEr_05	41769	41769	18695	8728	19981	19201	460	7770
SLEr_06	42419	42419	32336	32336	20891	20891	60	7550
SLEr_07	41769	41769	14101	14101	20501	20501	160	7850
SLEr_08	41769	41769	13321	13321	18551	18551	40	7550
SLEr_09	41769	41769	13451	13451	18551	18551	60	7550
SLEr_10	41769	41769	13711	13711	19591	19591	100	7710
SLEr_16	39769	39769	22864	6253	12001	10701	660	7650
SLEr_17	42419	42419	37319	27352	21281	20501	420	7610
SLEr_18	41769	41769	19085	9118	20891	20111	520	7910
SLEr_19	41769	41769	18305	8338	18941	18161	400	7610
SLEr_20	41269	41269	22034	5423	17401	16101	660	7650
SLEr_21	41769	41769	18695	8728	19981	19201	460	7770
SLEr_22	42419	42419	32336	32336	20891	20891	60	7550
SLEr_23	41769	41769	14101	14101	20501	20501	160	7850
SLEr_24	41769	41769	13321	13321	18551	18551	40	7550
SLEr_25	41769	41769	13451	13451	18551	18551	60	7550
SLEr_26	41769	41769	13711	13711	19591	19591	100	7710

→ Prefissi "(1)", "(2)" per indicare le sollecitazioni riferite a medesime azioni agenti nei due versi contrari di una medesima direzione.

progettazione ati:

NOTA: Sollecitazioni SLE-frequente riferite al baricentro della palificata

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	(1) M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	(2) M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	(1) M _{long_tot} [kNm]	(2) M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEf_00	39769	39769	22864	6253	12001	10701	660	7650
SLEf_01	42419	42419	33997	30674	21021	20761	180	7570
SLEf_02	41769	41769	15762	12440	20631	20371	280	7870
SLEf_03	41769	41769	14982	11660	18681	18421	160	7570
SLEf_04	41269	41269	22034	5423	17401	16101	660	7650
SLEf_05	41769	41769	15372	12050	19721	19461	220	7730
SLEf_06	42419	42419	32336	32336	20891	20891	60	7550
SLEf_07	41769	41769	14101	14101	20501	20501	160	7850
SLEf_08	41769	41769	13321	13321	18551	18551	40	7550
SLEf_09	41769	41769	13451	13451	18551	18551	60	7550
SLEf_10	41769	41769	13711	13711	19591	19591	100	7710
SLEf_16	39769	39769	22604	5993	10961	9661	620	7490
SLEf_17	42419	42419	33737	30414	19981	19721	140	7410
SLEf_18	41769	41769	15502	12180	19591	19331	240	7710
SLEf_19	41769	41769	14722	11400	17641	17381	120	7410
SLEf_20	41269	41269	21774	5163	16361	15061	620	7490
SLEf_21	41769	41769	15372	12050	19721	19461	220	7730
SLEf_22	42419	42419	32076	32076	19851	19851	20	7390
SLEf_23	41769	41769	13841	13841	19461	19461	120	7690
SLEf_24	41769	41769	13061	13061	17511	17511	0	7390
SLEf_25	41769	41769	13191	13191	17511	17511	20	7390
SLEf_26	41769	41769	13711	13711	19591	19591	100	7710

→ Prefissi "(1)", "(2)" per indicare le sollecitazioni riferite a medesime azioni agenti nei due versi contrari di una medesima direzione.

NOTA: Sollecitazioni SLE-quasi permanente riferite al baricentro della palificata

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	(1) M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	(2) M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	(1) M _{long_tot} [kNm]	(2) M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEqp_00	39769	39769	22474	5863	10441	9141	600	7410
SLEqp_01	42419	42419	31946	31946	19331	19331	0	7310
SLEqp_02	41769	41769	13711	13711	18941	18941	100	7610
SLEqp_03	41769	41769	12931	12931	16991	16991	-20	7310
SLEqp_04	39769	39769	22474	5863	10441	9141	600	7410
SLEqp_05	41769	41769	13711	13711	19591	19591	100	7710
SLEqp_06	42419	42419	31946	31946	19331	19331	0	7310
SLEqp_07	41769	41769	13711	13711	18941	18941	100	7610
SLEqp_08	41769	41769	12931	12931	16991	16991	-20	7310
SLEqp_09	41769	41769	13061	13061	16991	16991	0	7310
SLEqp_10	41769	41769	13711	13711	19591	19591	100	7710
SLEqp_16	39769	39769	22474	5863	10441	9141	600	7410
SLEqp_17	42419	42419	31946	31946	19331	19331	0	7310
SLEqp_18	41769	41769	13711	13711	18941	18941	100	7610
SLEqp_19	41769	41769	12931	12931	16991	16991	-20	7310
SLEqp_20	39769	39769	22474	5863	10441	9141	600	7410
SLEqp_21	41769	41769	13711	13711	19591	19591	100	7710
SLEqp_22	42419	42419	31946	31946	19331	19331	0	7310
SLEqp_23	41769	41769	13711	13711	18941	18941	100	7610
SLEqp_24	41769	41769	12931	12931	16991	16991	-20	7310
SLEqp_25	41769	41769	13061	13061	16991	16991	0	7310
SLEqp_26	41769	41769	13711	13711	19591	19591	100	7710

→ Prefissi "(1)", "(2)" per indicare le sollecitazioni riferite a medesime azioni agenti nei due versi contrari di una medesima direzione.

progettazione ati:

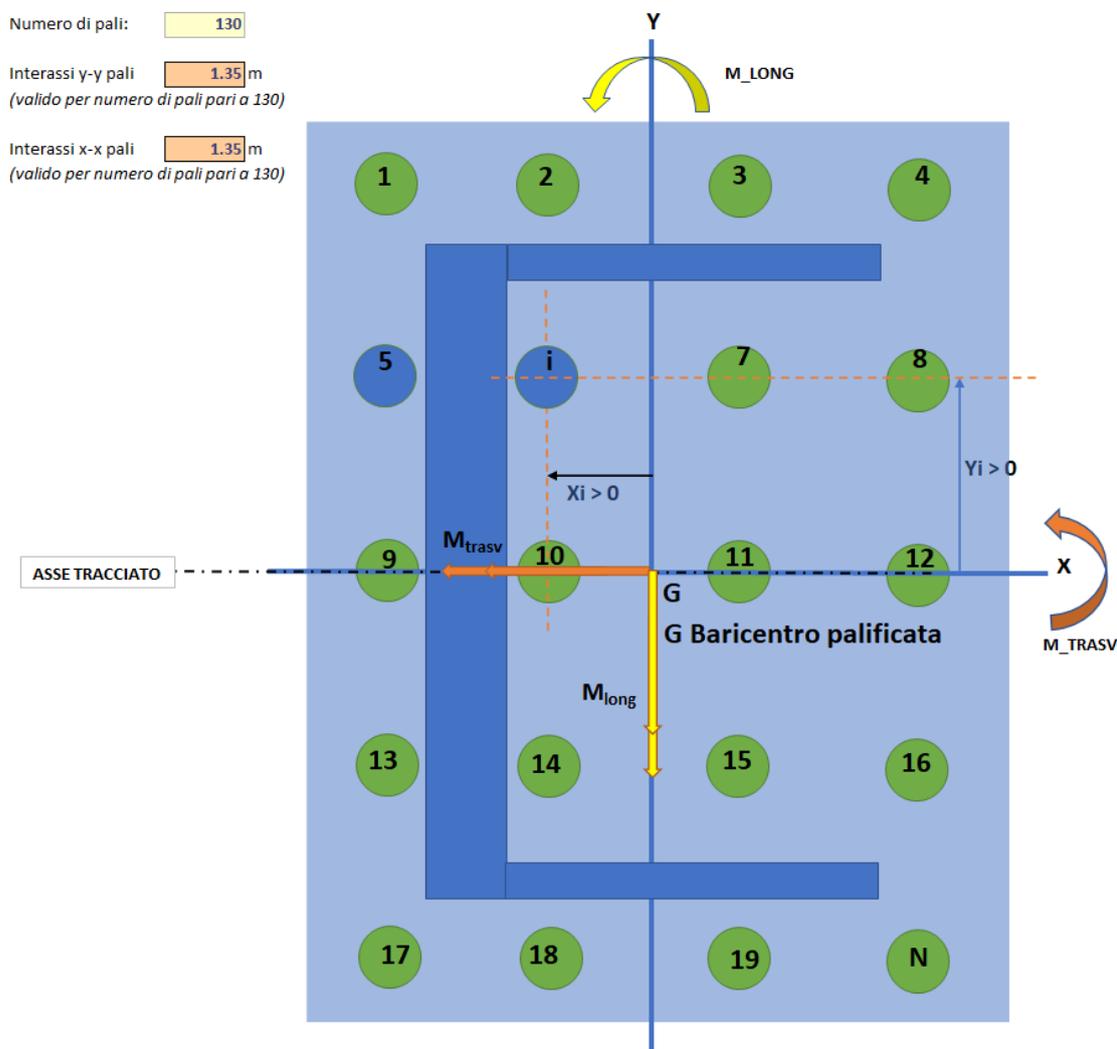
8.1.8 Caratteristiche geotecniche: interazioni pali-terreni

Coeff. unitario momento-taglio in testa ai pali: $r_t = M_{i,max} / V_{i,max} = 1.02 \text{ kNm/kN}^{(*)}$
 (*) Fare riferimento a quanto indicato nella relazione geotecnica allegata.

Lunghezza effettiva singolo palo (testa-piede): $L_{\text{palo}} = 8.00 \text{ m}$

8.1.9 Schema e disposizione dei pali

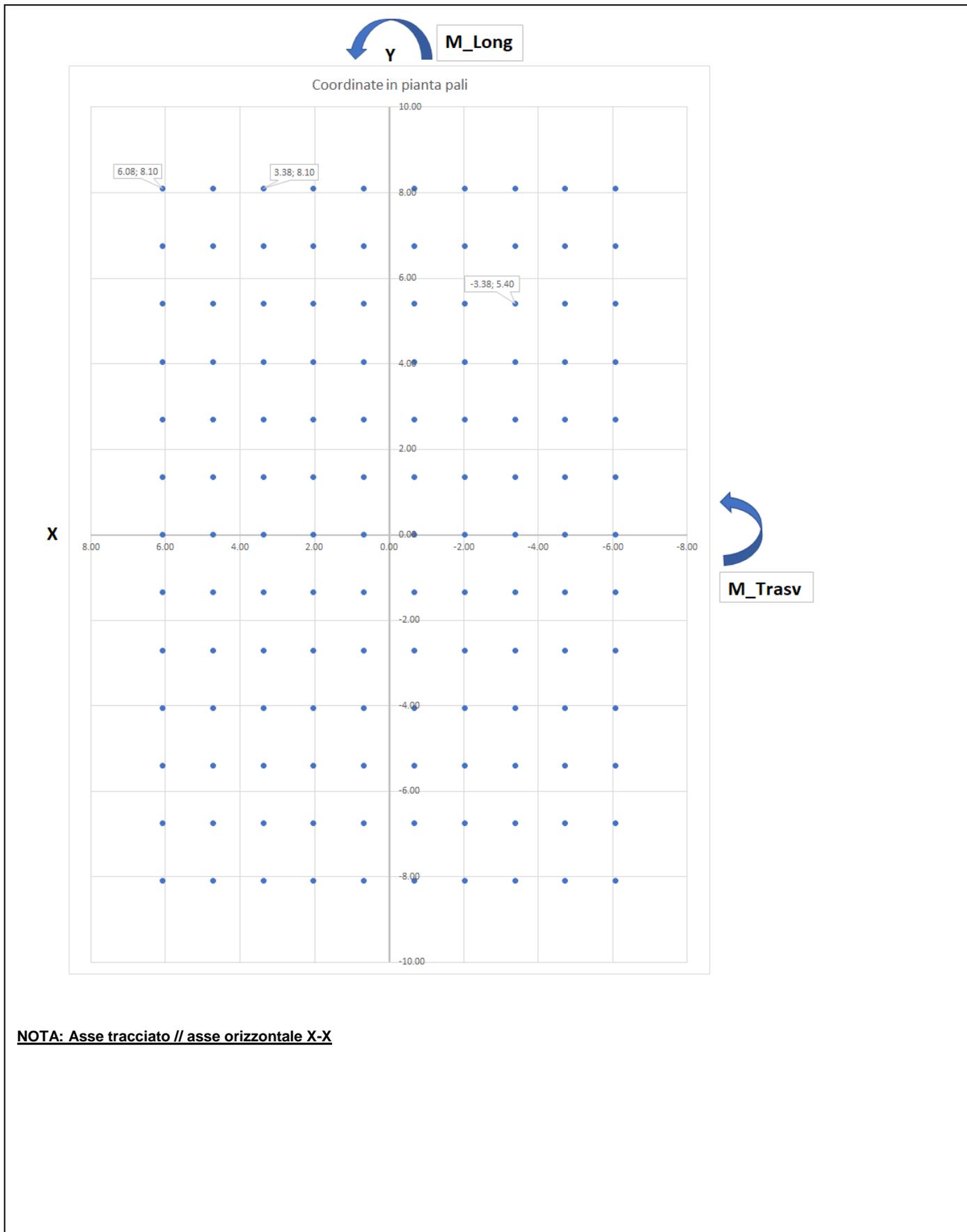
Di seguito uno schema, qualitativo (dimensioni non in scala, numero di pali indicativo, generico) di come è stata predisposta la numerazione dei pali rispetto all'asse tracciato e alla disposizione delle strutture in elevazione della spalla.



NOTA: lo schema in alto è qualitativo e il numero di pali generico. La numerazione è stata stabilita procedendo per righe verso il basso, da sinistra verso destra.

Di seguito, uno schema grafico della disposizione in pianta dei pali e relativa numerazione. La numerazione inizia (n. 1) dal primo palo con ascissa X (orizzontale) maggiore e ordinata Y (verticale) maggiori e procede da sinistra verso destra lungo la prima riga, la seconda, la terza e via di seguito, fino all'ultimo palo con entrambe le coordinate X, Y negative. Numero complessivo di pali = 130; interasse X-X pali (parallelamente all'asse tracciato) = 1.35 m; interasse Y-Y (perpendicolarmente all'asse tracciato) = 1.35 m.

progettazione ati:



NOTA: Asse tracciato // asse orizzontale X-X

progettazione ati:

8.1.10 Numerazione dei nodi e caratteristiche inerziali della palificata

Di seguito una tabella riassuntiva delle coordinate dei pali e relative grandezze di inerzia, secondo la numerazione adottata.

PALO	X_i [m]	Y_i [m]	X_i^2	Y_i^2	X_i/Y_i	Y_i/X_i							
1	6.08	8.10	36.91	65.61	0.0031	0.0024	33	3.38	4.05	11.39	16.40	0.0017	0.0012
2	4.73	8.10	22.33	65.61	0.0024	0.0024	34	2.03	4.05	4.10	16.40	0.0010	0.0012
3	3.38	8.10	11.39	65.61	0.0017	0.0024	35	0.68	4.05	0.46	16.40	0.0003	0.0012
4	2.03	8.10	4.10	65.61	0.0010	0.0024	36	-0.68	4.05	0.46	16.40	-0.0003	0.0012
5	0.68	8.10	0.46	65.61	0.0003	0.0024	37	-2.03	4.05	4.10	16.40	-0.0010	0.0012
6	-0.68	8.10	0.46	65.61	-0.0003	0.0024	38	-3.38	4.05	11.39	16.40	-0.0017	0.0012
7	-2.03	8.10	4.10	65.61	-0.0010	0.0024	39	-4.73	4.05	22.33	16.40	-0.0024	0.0012
8	-3.38	8.10	11.39	65.61	-0.0017	0.0024	40	-6.08	4.05	36.91	16.40	-0.0031	0.0012
9	-4.73	8.10	22.33	65.61	-0.0024	0.0024	41	6.08	2.70	36.91	7.29	0.0031	0.0008
10	-6.08	8.10	36.91	65.61	-0.0031	0.0024	42	4.73	2.70	22.33	7.29	0.0024	0.0008
11	6.08	6.75	36.91	45.56	0.0031	0.0020	43	3.38	2.70	11.39	7.29	0.0017	0.0008
12	4.73	6.75	22.33	45.56	0.0024	0.0020	44	2.03	2.70	4.10	7.29	0.0010	0.0008
13	3.38	6.75	11.39	45.56	0.0017	0.0020	45	0.68	2.70	0.46	7.29	0.0003	0.0008
14	2.03	6.75	4.10	45.56	0.0010	0.0020	46	-0.68	2.70	0.46	7.29	-0.0003	0.0008
15	0.68	6.75	0.46	45.56	0.0003	0.0020	47	-2.03	2.70	4.10	7.29	-0.0010	0.0008
16	-0.68	6.75	0.46	45.56	-0.0003	0.0020	48	-3.38	2.70	11.39	7.29	-0.0017	0.0008
17	-2.03	6.75	4.10	45.56	-0.0010	0.0020	49	-4.73	2.70	22.33	7.29	-0.0024	0.0008
18	-3.38	6.75	11.39	45.56	-0.0017	0.0020	50	-6.08	2.70	36.91	7.29	-0.0031	0.0008
19	-4.73	6.75	22.33	45.56	-0.0024	0.0020	51	6.08	1.35	36.91	1.82	0.0031	0.0004
20	-6.08	6.75	36.91	45.56	-0.0031	0.0020	52	4.73	1.35	22.33	1.82	0.0024	0.0004
21	6.08	5.40	36.91	29.16	0.0031	0.0016	53	3.38	1.35	11.39	1.82	0.0017	0.0004
22	4.73	5.40	22.33	29.16	0.0024	0.0016	54	2.03	1.35	4.10	1.82	0.0010	0.0004
23	3.38	5.40	11.39	29.16	0.0017	0.0016	55	0.68	1.35	0.46	1.82	0.0003	0.0004
24	2.03	5.40	4.10	29.16	0.0010	0.0016	56	-0.68	1.35	0.46	1.82	-0.0003	0.0004
25	0.68	5.40	0.46	29.16	0.0003	0.0016	57	-2.03	1.35	4.10	1.82	-0.0010	0.0004
26	-0.68	5.40	0.46	29.16	-0.0003	0.0016	58	-3.38	1.35	11.39	1.82	-0.0017	0.0004
27	-2.03	5.40	4.10	29.16	-0.0010	0.0016	59	-4.73	1.35	22.33	1.82	-0.0024	0.0004
28	-3.38	5.40	11.39	29.16	-0.0017	0.0016	60	-6.08	1.35	36.91	1.82	-0.0031	0.0004
29	-4.73	5.40	22.33	29.16	-0.0024	0.0016	61	6.08	0.00	36.91	0.00	0.0031	0.0000
30	-6.08	5.40	36.91	29.16	-0.0031	0.0016	62	4.73	0.00	22.33	0.00	0.0024	0.0000
31	6.08	4.05	36.91	16.40	0.0031	0.0012	63	3.38	0.00	11.39	0.00	0.0017	0.0000
32	4.73	4.05	22.33	16.40	0.0024	0.0012	64	2.03	0.00	4.10	0.00	0.0010	0.0000
65	0.68	0.00	0.46	0.00	0.0003	0.0000	97	-2.03	-4.05	4.10	16.40	-0.0010	-0.0012
66	-0.68	0.00	0.46	0.00	-0.0003	0.0000	98	-3.38	-4.05	11.39	16.40	-0.0017	-0.0012
67	-2.03	0.00	4.10	0.00	-0.0010	0.0000	99	-4.73	-4.05	22.33	16.40	-0.0024	-0.0012
68	-3.38	0.00	11.39	0.00	-0.0017	0.0000	100	-6.08	-4.05	36.91	16.40	-0.0031	-0.0012
69	-4.73	0.00	22.33	0.00	-0.0024	0.0000	101	6.08	-5.40	36.91	29.16	0.0031	-0.0016
70	-6.08	0.00	36.91	0.00	-0.0031	0.0000	102	4.73	-5.40	22.33	29.16	0.0024	-0.0016
71	6.08	-1.35	36.91	1.82	0.0031	-0.0004	103	3.38	-5.40	11.39	29.16	0.0017	-0.0016
72	4.73	-1.35	22.33	1.82	0.0024	-0.0004	104	2.03	-5.40	4.10	29.16	0.0010	-0.0016
73	3.38	-1.35	11.39	1.82	0.0017	-0.0004	105	0.68	-5.40	0.46	29.16	0.0003	-0.0016
74	2.03	-1.35	4.10	1.82	0.0010	-0.0004	106	-0.68	-5.40	0.46	29.16	-0.0003	-0.0016
75	0.68	-1.35	0.46	1.82	0.0003	-0.0004	107	-2.03	-5.40	4.10	29.16	-0.0010	-0.0016
76	-0.68	-1.35	0.46	1.82	-0.0003	-0.0004	108	-3.38	-5.40	11.39	29.16	-0.0017	-0.0016
77	-2.03	-1.35	4.10	1.82	-0.0010	-0.0004	109	-4.73	-5.40	22.33	29.16	-0.0024	-0.0016
78	-3.38	-1.35	11.39	1.82	-0.0017	-0.0004	110	-6.08	-5.40	36.91	29.16	-0.0031	-0.0016
79	-4.73	-1.35	22.33	1.82	-0.0024	-0.0004	111	6.08	-6.75	36.91	45.56	0.0031	-0.0020
80	-6.08	-1.35	36.91	1.82	-0.0031	-0.0004	112	4.73	-6.75	22.33	45.56	0.0024	-0.0020
81	6.08	-2.70	36.91	7.29	0.0031	-0.0008	113	3.38	-6.75	11.39	45.56	0.0017	-0.0020
82	4.73	-2.70	22.33	7.29	0.0024	-0.0008	114	2.03	-6.75	4.10	45.56	0.0010	-0.0020
83	3.38	-2.70	11.39	7.29	0.0017	-0.0008	115	0.68	-6.75	0.46	45.56	0.0003	-0.0020
84	2.03	-2.70	4.10	7.29	0.0010	-0.0008	116	-0.68	-6.75	0.46	45.56	-0.0003	-0.0020
85	0.68	-2.70	0.46	7.29	0.0003	-0.0008	117	-2.03	-6.75	4.10	45.56	-0.0010	-0.0020
86	-0.68	-2.70	0.46	7.29	-0.0003	-0.0008	118	-3.38	-6.75	11.39	45.56	-0.0017	-0.0020
87	-2.03	-2.70	4.10	7.29	-0.0010	-0.0008	119	-4.73	-6.75	22.33	45.56	-0.0024	-0.0020
88	-3.38	-2.70	11.39	7.29	-0.0017	-0.0008	120	-6.08	-6.75	36.91	45.56	-0.0031	-0.0020
89	-4.73	-2.70	22.33	7.29	-0.0024	-0.0008	121	6.08	-8.10	36.91	65.61	0.0031	-0.0024
90	-6.08	-2.70	36.91	7.29	-0.0031	-0.0008	122	4.73	-8.10	22.33	65.61	0.0024	-0.0024
91	6.08	-4.05	36.91	16.40	0.0031	-0.0012	123	3.38	-8.10	11.39	65.61	0.0017	-0.0024
92	4.73	-4.05	22.33	16.40	0.0024	-0.0012	124	2.03	-8.10	4.10	65.61	0.0010	-0.0024
93	3.38	-4.05	11.39	16.40	0.0017	-0.0012	125	0.68	-8.10	0.46	65.61	0.0003	-0.0024
94	2.03	-4.05	4.10	16.40	0.0010	-0.0012	126	-0.68	-8.10	0.46	65.61	-0.0003	-0.0024
95	0.68	-4.05	0.46	16.40	0.0003	-0.0012	127	-2.03	-8.10	4.10	65.61	-0.0010	-0.0024
96	-0.68	-4.05	0.46	16.40	-0.0003	-0.0012	128	-3.38	-8.10	11.39	65.61	-0.0017	-0.0024
							129	-4.73	-8.10	22.33	65.61	-0.0024	-0.0024
							130	-6.08	-8.10	36.91	65.61	-0.0031	-0.0024

$I_y = \sum X_i^2$ $I_x = \sum Y_i^2$
1954.63 3316.95

progettazione ati:

8.1.11 Sollecitazioni sulla palificata e su singolo palo più sfavorito

Di seguito, le sollecitazioni sulla palificata e sul singolo palo maggiormente sfavorito (più distante dall'asse neutro di pressoflessione deviata). Per "Nmax+Mmax" si intende associato il massimo carico assiale alle massime sollecitazioni flettenti. Viceversa, per "Nmin+Mmax" si intende associato il minimo valore del carico assiale alle massime sollecitazioni flettenti.

Valori di progetto delle sollecitazioni sull'intradosso del dado di fondazione							Sollecitazioni su testa palo			
Tipo	Comb.	N	M _{long}	M _{trassv}	H _{trassv}	H _{long}	P _{L,max}	P _{L,min}	M _{L,max}	V _{L,max}
1) Nmax+Mmax	SLU_00	53733	15415	32272	990	10012	540.0	286.6	78.9	77.4
1) Nmax+Mmax	SLU_01	57310	27904	51288	630	9952	652.8	228.9	78.2	76.7
1) Nmax+Mmax	SLU_02	56433	27377	26671	765	10357	584.3	283.9	81.5	79.9
1) Nmax+Mmax	SLU_03	56433	24745	25618	603	9952	573.6	294.6	78.2	76.7
1) Nmax+Mmax	SLU_04	55758	22705	31151	990	10012	575.5	282.3	78.9	77.4
1) Nmax+Mmax	SLU_05	56433	26305	26184	690	10192	579.8	288.4	80.2	78.6
1) Nmax+Mmax	SLU_06	57310	27319	43813	90	9862	632.7	249.0	77.4	75.9
1) Nmax+Mmax	SLU_07	56433	26792	19196	225	10267	564.2	304.0	80.6	79.0
1) Nmax+Mmax	SLU_08	56433	24160	18143	63	9862	553.5	314.7	77.4	75.9
1) Nmax+Mmax	SLU_09	56433	24160	18319	90	9862	553.9	314.3	77.4	75.9
1) Nmax+Mmax	SLU_10	56433	25720	18709	150	10102	559.7	308.5	79.3	77.7
1) Nmax+Mmax	SLU_16	52140	1998	27077	990	7820	473.4	328.7	61.8	60.6
1) Nmax+Mmax	SLU_17	55718	14487	46092	630	7760	586.2	271.0	61.1	59.9
1) Nmax+Mmax	SLU_18	54840	13960	21476	765	8165	517.7	326.0	64.3	63.1
1) Nmax+Mmax	SLU_19	54840	11328	20423	603	7760	506.9	336.8	61.1	59.9
1) Nmax+Mmax	SLU_20	54165	9288	25956	990	7820	508.9	324.4	61.8	60.6
1) Nmax+Mmax	SLU_21	54840	12888	20989	690	8000	513.2	330.5	63.0	61.8
1) Nmax+Mmax	SLU_22	55718	13902	38618	90	7670	566.1	291.1	60.2	59.0
1) Nmax+Mmax	SLU_23	54840	13375	14001	225	8075	497.6	346.1	63.4	62.1
1) Nmax+Mmax	SLU_24	54840	10743	12948	63	7670	486.9	356.8	60.2	59.0
1) Nmax+Mmax	SLU_25	54840	10743	13124	90	7670	487.3	356.4	60.2	59.0
1) Nmax+Mmax	SLU_26	54840	12303	13514	150	7910	493.1	350.6	62.1	60.9
2) Nmax+ Mmin	SLU_00	53733	13465	7355	990	10012	473.1	353.5	78.9	77.4
2) Nmax+ Mmin	SLU_01	57310	26734	36338	630	9952	612.7	269.0	78.2	76.7
2) Nmax+ Mmin	SLU_02	56433	26207	11721	765	10357	544.2	324.0	81.5	79.9
2) Nmax+ Mmin	SLU_03	56433	23575	10668	603	9952	533.4	334.8	78.2	76.7
2) Nmax+ Mmin	SLU_04	55758	20755	6234	990	10012	508.6	349.2	78.9	77.4
2) Nmax+ Mmin	SLU_05	56433	25135	11234	690	10192	539.7	328.5	80.2	78.6
2) Nmax+ Mmin	SLU_06	57310	27319	43813	90	9862	632.7	249.0	77.4	75.9
2) Nmax+ Mmin	SLU_07	56433	26792	19196	225	10267	564.2	304.0	80.6	79.0
2) Nmax+ Mmin	SLU_08	56433	24160	18143	63	9862	553.5	314.7	77.4	75.9
2) Nmax+ Mmin	SLU_09	56433	24160	18319	90	9862	553.9	314.3	77.4	75.9
2) Nmax+ Mmin	SLU_10	56433	25720	18709	150	10102	559.7	308.5	79.3	77.7
2) Nmax+ Mmin	SLU_16	52140	48	2160	990	7820	406.5	395.7	61.8	60.6
2) Nmax+ Mmin	SLU_17	55718	13317	31143	630	7760	546.0	311.2	61.1	59.9
2) Nmax+ Mmin	SLU_18	54840	12790	6526	765	8165	477.5	366.2	64.3	63.1
2) Nmax+ Mmin	SLU_19	54840	10158	5473	603	7760	466.8	376.9	61.1	59.9
2) Nmax+ Mmin	SLU_20	54165	7338	1039	990	7820	442.0	391.3	61.8	60.6
2) Nmax+ Mmin	SLU_21	54840	11718	6039	690	8000	473.0	370.7	63.0	61.8
2) Nmax+ Mmin	SLU_22	55718	13902	38618	90	7670	566.1	291.1	60.2	59.0
2) Nmax+ Mmin	SLU_23	54840	13375	14001	225	8075	497.6	346.1	63.4	62.1
2) Nmax+ Mmin	SLU_24	54840	10743	12948	63	7670	486.9	356.8	60.2	59.0
2) Nmax+ Mmin	SLU_25	54840	10743	13124	90	7670	487.3	356.4	60.2	59.0
2) Nmax+ Mmin	SLU_26	54840	12303	13514	150	7910	493.1	350.6	62.1	60.9
3) Nmin + Mmax	SLU_00	53733	15415	32272	990	10012	540.0	286.6	78.9	77.4
3) Nmin + Mmax	SLU_01	57310	27904	51288	630	9952	652.8	228.9	78.2	76.7
3) Nmin + Mmax	SLU_02	56433	27377	26671	765	10357	584.3	283.9	81.5	79.9
3) Nmin + Mmax	SLU_03	56433	24745	25618	603	9952	573.6	294.6	78.2	76.7
3) Nmin + Mmax	SLU_04	55758	22705	31151	990	10012	575.5	282.3	78.9	77.4
3) Nmin + Mmax	SLU_05	56433	26305	26184	690	10192	579.8	288.4	80.2	78.6
3) Nmin + Mmax	SLU_06	57310	27319	43813	90	9862	632.7	249.0	77.4	75.9
3) Nmin + Mmax	SLU_07	56433	26792	19196	225	10267	564.2	304.0	80.6	79.0
3) Nmin + Mmax	SLU_08	56433	24160	18143	63	9862	553.5	314.7	77.4	75.9
3) Nmin + Mmax	SLU_09	56433	24160	18319	90	9862	553.9	314.3	77.4	75.9
3) Nmin + Mmax	SLU_10	56433	25720	18709	150	10102	559.7	308.5	79.3	77.7
3) Nmin + Mmax	SLU_16	52140	1998	27077	990	7820	473.4	328.7	61.8	60.6
3) Nmin + Mmax	SLU_17	55718	14487	46092	630	7760	586.2	271.0	61.1	59.9
3) Nmin + Mmax	SLU_18	54840	13960	21476	765	8165	517.7	326.0	64.3	63.1
3) Nmin + Mmax	SLU_19	54840	11328	20423	603	7760	506.9	336.8	61.1	59.9
3) Nmin + Mmax	SLU_20	54165	9288	25956	990	7820	508.9	324.4	61.8	60.6
3) Nmin + Mmax	SLU_21	54840	12888	20989	690	8000	513.2	330.5	63.0	61.8
3) Nmin + Mmax	SLU_22	55718	13902	38618	90	7670	566.1	291.1	60.2	59.0
3) Nmin + Mmax	SLU_23	54840	13375	14001	225	8075	497.6	346.1	63.4	62.1
3) Nmin + Mmax	SLU_24	54840	10743	12948	63	7670	486.9	356.8	60.2	59.0
3) Nmin + Mmax	SLU_25	54840	10743	13124	90	7670	487.3	356.4	60.2	59.0
3) Nmin + Mmax	SLU_26	54840	12303	13514	150	7910	493.1	350.6	62.1	60.9

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

Valori di progetto delle sollecitazioni sull'intradosso del dado di fondazione							Sollecitazioni su testa palo			
Tipo	Comb.	N	M _{long}	M _{trasv}	H _{trasv}	H _{long}	P _{i,max}	P _{i,min}	M _{i,max}	V _{i,max}
Nmin + Mmax	SLV_01	39469	-193	14843.25	0	4719	340.5	266.8	37.0	36.3
Nmin + Mmax	SLV_02	40238	-1633	15545.25	0	4719	352.6	266.5	37.0	36.3
Nmin + Mmax	SLV_03	39469	59722	13218.75	1350	19537	521.5	85.7	153.7	150.6
Nmax + Mmax	SLV_01	40669	-193	14843.25	0	4719	349.7	276.0	37.0	36.3
Nmax + Mmax	SLV_02	40238	-1633	15545.25	0	4719	352.6	266.5	37.0	36.3
Nmax + Mmax	SLV_03	40669	59722	13218.75	1350	19537	530.7	94.9	153.7	150.6

NOTA: i valori delle sollecitazioni taglianti e assiali sono in kN (questi ultimi positivi se di compressione), i valori dei momenti flettenti sono in kNm.

Valori di progetto delle sollecitazioni sull'intradosso del dado di fondazione							Sollecitazioni su testa palo			
Tipo	Comb.	N	M _{long}	M _{trasv}	H _{trasv}	H _{long}	P _{i,max}	P _{i,min}	M _{i,max}	V _{i,max}
Nmin + Mmax	SLEr_00	39769	12001	22864	660	7650	399.0	212.8	60.2	59.1
Nmin + Mmax	SLEr_01	42419	21281	37319	420	7610	483.6	169.0	59.8	58.6
Nmin + Mmax	SLEr_02	41769	20891	19085	520	7910	432.8	209.8	62.2	61.0
Nmin + Mmax	SLEr_03	41769	18941	18305	400	7610	424.9	217.7	59.8	58.6
Nmin + Mmax	SLEr_04	41269	17401	22034	660	7650	425.3	209.6	60.2	59.1
Nmin + Mmax	SLEr_05	41769	19981	18695	460	7770	429.1	213.5	61.1	59.9
Nmin + Mmax	SLEr_06	42419	20891	32336	60	7550	470.2	182.4	59.2	58.1
Nmin + Mmax	SLEr_07	41769	20501	14101	160	7850	419.5	223.1	61.6	60.4
Nmin + Mmax	SLEr_08	41769	18551	13321	40	7550	411.5	231.1	59.2	58.1
Nmin + Mmax	SLEr_09	41769	18551	13451	60	7550	411.8	230.8	59.2	58.1
Nmin + Mmax	SLEr_10	41769	19591	13711	100	7710	415.7	226.9	60.5	59.3
Nmin + Mmax	SLEr_16	39769	12001	22864	660	7650	399.0	212.8	60.2	59.1
Nmin + Mmax	SLEr_17	42419	21281	37319	420	7610	483.6	169.0	59.8	58.6
Nmin + Mmax	SLEr_18	41769	20891	19085	520	7910	432.8	209.8	62.2	61.0
Nmin + Mmax	SLEr_19	41769	18941	18305	400	7610	424.9	217.7	59.8	58.6
Nmin + Mmax	SLEr_20	41269	17401	22034	660	7650	425.3	209.6	60.2	59.1
Nmin + Mmax	SLEr_21	41769	19981	18695	460	7770	429.1	213.5	61.1	59.9
Nmin + Mmax	SLEr_22	42419	20891	32336	60	7550	470.2	182.4	59.2	58.1
Nmin + Mmax	SLEr_23	41769	20501	14101	160	7850	419.5	223.1	61.6	60.4
Nmin + Mmax	SLEr_24	41769	18551	13321	40	7550	411.5	231.1	59.2	58.1
Nmin + Mmax	SLEr_25	41769	18551	13451	60	7550	411.8	230.8	59.2	58.1
Nmin + Mmax	SLEr_26	41769	19591	13711	100	7710	415.7	226.9	60.5	59.3
Nmax + Mmax	SLEr_00	39769	12001	22864	660	7650	399.0	212.8	60.2	59.1
Nmax + Mmax	SLEr_01	42419	21281	37319	420	7610	483.6	169.0	59.8	58.6
Nmax + Mmax	SLEr_02	41769	20891	19085	520	7910	432.8	209.8	62.2	61.0
Nmax + Mmax	SLEr_03	41769	18941	18305	400	7610	424.9	217.7	59.8	58.6
Nmax + Mmax	SLEr_04	41269	17401	22034	660	7650	425.3	209.6	60.2	59.1
Nmax + Mmax	SLEr_05	41769	19981	18695	460	7770	429.1	213.5	61.1	59.9
Nmax + Mmax	SLEr_06	42419	20891	32336	60	7550	470.2	182.4	59.2	58.1
Nmax + Mmax	SLEr_07	41769	20501	14101	160	7850	419.5	223.1	61.6	60.4
Nmax + Mmax	SLEr_08	41769	18551	13321	40	7550	411.5	231.1	59.2	58.1
Nmax + Mmax	SLEr_09	41769	18551	13451	60	7550	411.8	230.8	59.2	58.1
Nmax + Mmax	SLEr_10	41769	19591	13711	100	7710	415.7	226.9	60.5	59.3
Nmax + Mmax	SLEr_16	39769	12001	22864	660	7650	399.0	212.8	60.2	59.1
Nmax + Mmax	SLEr_17	42419	21281	37319	420	7610	483.6	169.0	59.8	58.6
Nmax + Mmax	SLEr_18	41769	20891	19085	520	7910	432.8	209.8	62.2	61.0
Nmax + Mmax	SLEr_19	41769	18941	18305	400	7610	424.9	217.7	59.8	58.6
Nmax + Mmax	SLEr_20	41269	17401	22034	660	7650	425.3	209.6	60.2	59.1
Nmax + Mmax	SLEr_21	41769	19981	18695	460	7770	429.1	213.5	61.1	59.9
Nmax + Mmax	SLEr_22	42419	20891	32336	60	7550	470.2	182.4	59.2	58.1
Nmax + Mmax	SLEr_23	41769	20501	14101	160	7850	419.5	223.1	61.6	60.4
Nmax + Mmax	SLEr_24	41769	18551	13321	40	7550	411.5	231.1	59.2	58.1
Nmax + Mmax	SLEr_25	41769	18551	13451	60	7550	411.8	230.8	59.2	58.1
Nmax + Mmax	SLEr_26	41769	19591	13711	100	7710	415.7	226.9	60.5	59.3

NOTA: Per "Nmax+Mmax" si intende associato il massimo carico assiale alle massime sollecitazioni flettenti. Viceversa, per "Nmin+Mmax" si intende associato il minimo valore del carico assiale alle massime sollecitazioni flettenti.

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

Valori di progetto delle sollecitazioni sull'intradosso del dado di fondazione							Sollecitazioni su testa palo			
Tipo	Comb.	N	M _{long}	M _{trav}	H _{trav}	H _{long}	P _{i,max}	P _{i,min}	M _{i,max}	V _{i,max}
Nmin + Mmax	SLEqp_00	39769	10441	22474	600	7410	393.2	218.6	58.3	57.2
Nmin + Mmax	SLEqp_01	42419	19331	31946	0	7310	464.4	188.2	57.4	56.2
Nmin + Mmax	SLEqp_02	41769	18941	13711	100	7610	413.7	228.9	59.7	58.5
Nmin + Mmax	SLEqp_03	41769	16991	12931	-20	7310	405.7	236.9	57.4	56.2
Nmin + Mmax	SLEqp_04	39769	10441	22474	600	7410	393.2	218.6	58.3	57.2
Nmin + Mmax	SLEqp_05	41769	19591	13711	100	7710	415.7	226.9	60.5	59.3
Nmin + Mmax	SLEqp_06	42419	19331	31946	0	7310	464.4	188.2	57.4	56.2
Nmin + Mmax	SLEqp_07	41769	18941	13711	100	7610	413.7	228.9	59.7	58.5
Nmin + Mmax	SLEqp_08	41769	16991	12931	-20	7310	405.7	236.9	57.4	56.2
Nmin + Mmax	SLEqp_09	41769	16991	13061	0	7310	406.0	236.6	57.4	56.2
Nmin + Mmax	SLEqp_10	41769	19591	13711	100	7710	415.7	226.9	60.5	59.3
Nmin + Mmax	SLEqp_16	39769	10441	22474	600	7410	393.2	218.6	58.3	57.2
Nmin + Mmax	SLEqp_17	42419	19331	31946	0	7310	464.4	188.2	57.4	56.2
Nmin + Mmax	SLEqp_18	41769	18941	13711	100	7610	413.7	228.9	59.7	58.5
Nmin + Mmax	SLEqp_19	41769	16991	12931	-20	7310	405.7	236.9	57.4	56.2
Nmin + Mmax	SLEqp_20	39769	10441	22474	600	7410	393.2	218.6	58.3	57.2
Nmin + Mmax	SLEqp_21	41769	19591	13711	100	7710	415.7	226.9	60.5	59.3
Nmin + Mmax	SLEqp_22	42419	19331	31946	0	7310	464.4	188.2	57.4	56.2
Nmin + Mmax	SLEqp_23	41769	18941	13711	100	7610	413.7	228.9	59.7	58.5
Nmin + Mmax	SLEqp_24	41769	16991	12931	-20	7310	405.7	236.9	57.4	56.2
Nmin + Mmax	SLEqp_25	41769	16991	13061	0	7310	406.0	236.6	57.4	56.2
Nmin + Mmax	SLEqp_26	41769	19591	13711	100	7710	415.7	226.9	60.5	59.3
Nmax + Mmax	SLEqp_00	39769	10441	22474	600	7410	393.2	218.6	58.3	57.2
Nmax + Mmax	SLEqp_01	42419	19331	31946	0	7310	464.4	188.2	57.4	56.2
Nmax + Mmax	SLEqp_02	41769	18941	13711	100	7610	413.7	228.9	59.7	58.5
Nmax + Mmax	SLEqp_03	41769	16991	12931	-20	7310	405.7	236.9	57.4	56.2
Nmax + Mmax	SLEqp_04	39769	10441	22474	600	7410	393.2	218.6	58.3	57.2
Nmax + Mmax	SLEqp_05	41769	19591	13711	100	7710	415.7	226.9	60.5	59.3
Nmax + Mmax	SLEqp_06	42419	19331	31946	0	7310	464.4	188.2	57.4	56.2
Nmax + Mmax	SLEqp_07	41769	18941	13711	100	7610	413.7	228.9	59.7	58.5
Nmax + Mmax	SLEqp_08	41769	16991	12931	-20	7310	405.7	236.9	57.4	56.2
Nmax + Mmax	SLEqp_09	41769	16991	13061	0	7310	406.0	236.6	57.4	56.2
Nmax + Mmax	SLEqp_10	41769	19591	13711	100	7710	415.7	226.9	60.5	59.3
Nmax + Mmax	SLEqp_16	39769	10441	22474	600	7410	393.2	218.6	58.3	57.2
Nmax + Mmax	SLEqp_17	42419	19331	31946	0	7310	464.4	188.2	57.4	56.2
Nmax + Mmax	SLEqp_18	41769	18941	13711	100	7610	413.7	228.9	59.7	58.5
Nmax + Mmax	SLEqp_19	41769	16991	12931	-20	7310	405.7	236.9	57.4	56.2
Nmax + Mmax	SLEqp_20	39769	10441	22474	600	7410	393.2	218.6	58.3	57.2
Nmax + Mmax	SLEqp_21	41769	19591	13711	100	7710	415.7	226.9	60.5	59.3
Nmax + Mmax	SLEqp_22	42419	19331	31946	0	7310	464.4	188.2	57.4	56.2
Nmax + Mmax	SLEqp_23	41769	18941	13711	100	7610	413.7	228.9	59.7	58.5
Nmax + Mmax	SLEqp_24	41769	16991	12931	-20	7310	405.7	236.9	57.4	56.2
Nmax + Mmax	SLEqp_25	41769	16991	13061	0	7310	406.0	236.6	57.4	56.2
Nmax + Mmax	SLEqp_26	41769	19591	13711	100	7710	415.7	226.9	60.5	59.3

NOTA: Per "Nmax+Mmax" si intende associato il massimo carico assiale alle massime sollecitazioni flettenti. Viceversa, per "Nmin+Mmax" si intende associato il minimo valore del carico assiale alle massime sollecitazioni flettenti.

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

Valori di progetto delle sollecitazioni sull'intradosso del dado di fondazione							Sollecitazioni su testa palo			
Tipo	Comb.	N	M _{long}	M _{trasv}	H _{trasv}	H _{long}	P _{i,max}	P _{i,min}	M _{i,max}	V _{i,max}
Nmin + Mmax	SLEf_00	39769	12001	22864	660	7650	399.0	212.8	60.2	59.1
Nmin + Mmax	SLEf_01	42419	21021	33997	180	7570	474.7	177.9	59.4	58.2
Nmin + Mmax	SLEf_02	41769	20631	15762	280	7870	423.9	218.7	61.8	60.6
Nmin + Mmax	SLEf_03	41769	18681	14982	160	7570	415.9	226.6	59.4	58.2
Nmin + Mmax	SLEf_04	41269	17401	22034	660	7650	425.3	209.6	60.2	59.1
Nmin + Mmax	SLEf_05	41769	19721	15372	220	7730	420.1	222.5	60.7	59.5
Nmin + Mmax	SLEf_06	42419	20891	32336	60	7550	470.2	182.4	59.2	58.1
Nmin + Mmax	SLEf_07	41769	20501	14101	160	7850	419.5	223.1	61.6	60.4
Nmin + Mmax	SLEf_08	41769	18551	13321	40	7550	411.5	231.1	59.2	58.1
Nmin + Mmax	SLEf_09	41769	18551	13451	60	7550	411.8	230.8	59.2	58.1
Nmin + Mmax	SLEf_10	41769	19591	13711	100	7710	415.7	226.9	60.5	59.3
Nmin + Mmax	SLEf_16	39769	10961	22604	620	7490	395.2	216.6	59.0	57.8
Nmin + Mmax	SLEf_17	42419	19981	33737	140	7410	470.8	181.8	58.1	57.0
Nmin + Mmax	SLEf_18	41769	19591	15502	240	7710	420.0	222.6	60.5	59.3
Nmin + Mmax	SLEf_19	41769	17641	14722	120	7410	412.1	230.5	58.1	57.0
Nmin + Mmax	SLEf_20	41269	16361	21774	620	7490	421.5	213.4	59.0	57.8
Nmin + Mmax	SLEf_21	41769	19721	15372	220	7730	420.1	222.5	60.7	59.5
Nmin + Mmax	SLEf_22	42419	19851	32076	20	7390	466.3	186.3	58.0	56.8
Nmin + Mmax	SLEf_23	41769	19461	13841	120	7690	415.6	227.0	60.3	59.2
Nmin + Mmax	SLEf_24	41769	17511	13061	0	7390	407.6	235.0	58.0	56.8
Nmin + Mmax	SLEf_25	41769	17511	13191	20	7390	407.9	234.7	58.0	56.8
Nmin + Mmax	SLEf_26	41769	19591	13711	100	7710	415.7	226.9	60.5	59.3
Nmax + Mmax	SLEf_00	39769	12001	22864	660	7650	399.0	212.8	60.2	59.1
Nmax + Mmax	SLEf_01	42419	21021	33997	180	7570	474.7	177.9	59.4	58.2
Nmax + Mmax	SLEf_02	41769	20631	15762	280	7870	423.9	218.7	61.8	60.6
Nmax + Mmax	SLEf_03	41769	18681	14982	160	7570	415.9	226.6	59.4	58.2
Nmax + Mmax	SLEf_04	41269	17401	22034	660	7650	425.3	209.6	60.2	59.1
Nmax + Mmax	SLEf_05	41769	19721	15372	220	7730	420.1	222.5	60.7	59.5
Nmax + Mmax	SLEf_06	42419	20891	32336	60	7550	470.2	182.4	59.2	58.1
Nmax + Mmax	SLEf_07	41769	20501	14101	160	7850	419.5	223.1	61.6	60.4
Nmax + Mmax	SLEf_08	41769	18551	13321	40	7550	411.5	231.1	59.2	58.1
Nmax + Mmax	SLEf_09	41769	18551	13451	60	7550	411.8	230.8	59.2	58.1
Nmax + Mmax	SLEf_10	41769	19591	13711	100	7710	415.7	226.9	60.5	59.3
Nmax + Mmax	SLEf_16	39769	10961	22604	620	7490	395.2	216.6	59.0	57.8
Nmax + Mmax	SLEf_17	42419	19981	33737	140	7410	470.8	181.8	58.1	57.0
Nmax + Mmax	SLEf_18	41769	19591	15502	240	7710	420.0	222.6	60.5	59.3
Nmax + Mmax	SLEf_19	41769	17641	14722	120	7410	412.1	230.5	58.1	57.0
Nmax + Mmax	SLEf_20	41269	16361	21774	620	7490	421.5	213.4	59.0	57.8
Nmax + Mmax	SLEf_21	41769	19721	15372	220	7730	420.1	222.5	60.7	59.5
Nmax + Mmax	SLEf_22	42419	19851	32076	20	7390	466.3	186.3	58.0	56.8
Nmax + Mmax	SLEf_23	41769	19461	13841	120	7690	415.6	227.0	60.3	59.2
Nmax + Mmax	SLEf_24	41769	17511	13061	0	7390	407.6	235.0	58.0	56.8
Nmax + Mmax	SLEf_25	41769	17511	13191	20	7390	407.9	234.7	58.0	56.8
Nmax + Mmax	SLEf_26	41769	19591	13711	100	7710	415.7	226.9	60.5	59.3

NOTA: Per "Nmax+Mmax" si intende associato il massimo carico assiale alle massime sollecitazioni flettenti. Viceversa, per "Nmin+Mmax" si intende associato il minimo valore del carico assiale alle massime sollecitazioni flettenti.

progettazione ati:

8.1.12 Involuppi delle massime sollecitazioni sulla palificata (spalla B)

Si riportano di seguito le sollecitazioni riferite alla sezione di testa dei pali della palificata. Di seguito, le combinazioni di carico che presentano (nell'ordine) il minimo carico assiale, il massimo carico assiale, il massimo momento longitudinale, il massimo momento trasversale e il massimo taglio vettoriale. Questo per tutte le famiglie di combinazione SLU, SLV, SLE.

Tipo di combinazione	MAX N _{Ed_tot} [kN]	M _{Ed_long_tot} [kNm]	M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	H _{trav_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
1) Nmax+Mmax-SLU_16	52140	1998	27077	990	7820
1) Nmax+Mmax-SLU_01	57310	27904	51288	630	9952
1) Nmax+Mmax-SLU_01	57310	27904	51288	630	9952
1) Nmax+Mmax-SLU_01	57310	27904	51288	630	9952
1) Nmax+Mmax-SLU_02	56433	27377	26671	765	10357
Nmin + Mmax-SLV_01	39469	-193	14843	0	9418
Nmax + Mmax-SLV_01	40669	-193	14843	0	9418
Nmin + Mmax-SLV_03	39469	59722	13219	1350	19537
Nmin + Mmax-SLV_02	40238	-1633	15545	0	9418
Nmin + Mmax-SLV_03	39469	59722	13219	1350	19537
Nmin + Mmax-SLEr_00	39769	12001	22864	-	-
Nmin + Mmax-SLEr_01	42419	21281	37319	-	-
Nmin + Mmax-SLEr_01	42419	21281	37319	-	-
Nmin + Mmax-SLEr_01	42419	21281	37319	-	-
Nmin + Mmax-SLEqp_00	39769	10441	22474	-	-
Nmin + Mmax-SLEqp_01	42419	19331	31946	-	-
Nmin + Mmax-SLEqp_05	41769	19591	13711	-	-
Nmin + Mmax-SLEqp_01	42419	19331	31946	-	-
Nmin + Mmax-SLEf_00	39769	12001	22864	-	-
Nmin + Mmax-SLEf_01	42419	21021	33997	-	-
Nmin + Mmax-SLEf_01	42419	21021	33997	-	-
Nmin + Mmax-SLEf_01	42419	21021	33997	-	-

8.1.13 Involuppi delle massime sollecitazioni su palo maggiormente cementato

Palificata con numero di pali pari a:

$$N_{\text{pali}} = 130$$

Interasse palificata (dir. y-y):

$$i_y = 1.35 \text{ m (trasversalmente ad asse tracciato)}$$

Interasse palificata (dir. x-x):

$$i_x = 1.35 \text{ m (parallelamente ad asse tracciato)}$$

NOTA: valori negativi dei carichi assiali sono da considerarsi sollecitazioni di trazione. I valori dei carichi assiali non tengono conto dei pesi propri del palo.

Nmax + Mmax-SLV_03

Carico assiale su palo (SLV)

$$P_{i,SLV} = 530.7 \text{ kN}$$

Taglio massimo su palo (SLV):

$$V_{i,SLV} = 150.6 \text{ kN}$$

Sollecitazione flettente in testa al palo (SLV):

$$M_{i,SLV} = r_t \times V_{i,SLV} = 153.7 \text{ kNm}$$

Nmin + Mmax-SLV_03

Carico assiale su palo (SLV)

$$P_{i,SLV} = 85.7 \text{ kN}$$

Taglio massimo su palo (SLV):

$$V_{i,SLV} = 150.6 \text{ kN}$$

Sollecitazione flettente in testa al palo (SLV):

$$M_{i,SLV} = r_t \times V_i = 153.7 \text{ kNm}$$

Nmin + Mmax-SLV_03

Carico assiale su palo (SLV)

$$P_{i,SLV} = 85.7 \text{ kN}$$

Taglio massimo su palo (SLV):

$$V_{i,SLV} = 150.6 \text{ kN}$$

Sollecitazione flettente in testa al palo (SLV):

$$M_{i,SLV} = r_t \times V_i = 153.7 \text{ kNm}$$

Nmin + Mmax-SLV_03

Carico assiale su palo (SLV)

$$P_{i,SLV} = 85.7 \text{ kN}$$

Taglio massimo su palo (SLV):

$$V_{i,SLV} = 150.6 \text{ kN}$$

Sollecitazione flettente in testa al palo (SLV):

$$M_{i,SLV} = r_t \times V_i = 153.7 \text{ kNm}$$

1) Nmax+Mmax-SLU_01

Carico assiale su palo (SLU)

$$P_{i,SLU} = 652.8 \text{ kN}$$

progettazione ati:

Taglio massimo su palo (SLU):	$V_{i,SLU} = 76.7 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLU):	$M_{i,SLU} = r_t \times V_{i,SLU} = 78.2 \text{ kNm}$
1) Nmax+Mmax-SLU_01	
Carico assiale su palo (SLU)	$P_{i,SLU} = 228.9 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLU):	$V_{i,SLU} = 76.7 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLU):	$M_{i,SLU} = r_t \times V_{i,SLU} = 78.2 \text{ kNm}$
1) Nmax+Mmax-SLU_02	
Carico assiale su palo (SLU)	$P_{i,SLU} = 283.9 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLU):	$V_{i,SLU} = 79.9 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLU):	$M_{i,SLU} = r_t \times V_{i,SLU} = 81.5 \text{ kNm}$
1) Nmax+Mmax-SLU_02	
Carico assiale su palo (SLU)	$P_{i,SLU} = 283.9 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLU):	$V_{i,SLU} = 79.9 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLU):	$M_{i,SLU} = r_t \times V_{i,SLU} = 81.5 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEr_01	
Carico assiale su palo (SLE-rara)	$P_{i,SLE-rara} = 483.6 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-rara):	$V_{i,SLE-rara} = 58.6 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLE-rara):	$M_{i,SLE-rara} = r_t \times V_{i,SLE-rara} = 59.8 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEr_01	
Carico assiale su palo (SLE-rara)	$P_{i,SLE-rara} = 169.0 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-rara):	$V_{i,SLE-rara} = 58.6 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLE-rara):	$M_{i,SLE-rara} = r_t \times V_{i,SLU} = 59.8 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEr_02	
Carico assiale su palo (SLE-rara)	$P_{i,SLE-rara} = 209.8 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-rara):	$V_{i,SLE-rara} = 61.0 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLE-rara):	$M_{i,SLE-rara} = r_t \times V_{i,SLU} = 62.2 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEr_02	
Carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,SLE-qperm} = 209.8 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-qperm):	$V_{i,SLE-qperm} = 61.0 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-qperm):	$M_{i,SLE-qperm} = r_t \times V_{i,SLE-qperm} = 62.2 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEqp_01	
Carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,SLE-qperm} = 464.4 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-qperm):	$V_{i,SLE-qperm} = 56.2 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-qperm):	$M_{i,SLE-qperm} = r_t \times V_{i,SLE-qperm} = 57.4 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEqp_01	
Carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,SLE-qperm} = 188.2 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-qperm):	$V_{i,SLE-qperm} = 56.2 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-qperm):	$M_{i,SLE-qperm} = r_t \times V_{i,SLE-qperm} = 57.4 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEqp_05	
Carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,SLE-qperm} = 226.9 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-qperm):	$V_{i,SLE-qperm} = 59.3 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-qperm):	$M_{i,SLE-qperm} = r_t \times V_{i,SLE-qperm} = 60.5 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEqp_05	
Carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,SLE-qperm} = 226.9 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-qperm):	$V_{i,SLE-qperm} = 59.3 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-qperm):	$M_{i,SLE-qperm} = r_t \times V_{i,SLE-qperm} = 60.5 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEf_01	
Carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,SLE-freq} = 474.7 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-freq):	$V_{i,SLE-freq} = 58.2 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-freq):	$M_{i,SLE-freq} = r_t \times V_{i,SLE-freq} = 59.4 \text{ kNm}$

progettazione ati:

Nmin + Mmax-SLEf_01

Carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,SLE-freq} = 177.9 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-freq):	$V_{i,SLE-freq} = 58.2 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-freq):	$M_{i,SLE-freq} = r_t \times V_{i,SLE-freq} = 59.4 \text{ kNm}$

Nmin + Mmax-SLEf_02

Carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,SLE-freq} = 218.7 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-freq):	$V_{i,SLE-freq} = 60.6 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-freq):	$M_{i,SLE-freq} = r_t \times V_{i,SLE-freq} = 61.8 \text{ kNm}$

Nmin + Mmax-SLEf_02

Carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,SLE-freq} = 218.7 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-freq):	$V_{i,SLE-freq} = 60.6 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-freq):	$M_{i,SLE-freq} = r_t \times V_{i,SLE-freq} = 61.8 \text{ kNm}$

progettazione ati:

9 GEOMETRIE ELEMENTI STRUTTURALI: SPALLA A

Nota: si esegue la sola verifica delle geometrie e dei carichi delle spalle A, essendo la rimanente spalla simile ma inferiore in altezza e meno sollecitata.

9.1 Geometria spalla: schemi grafici qualitativi

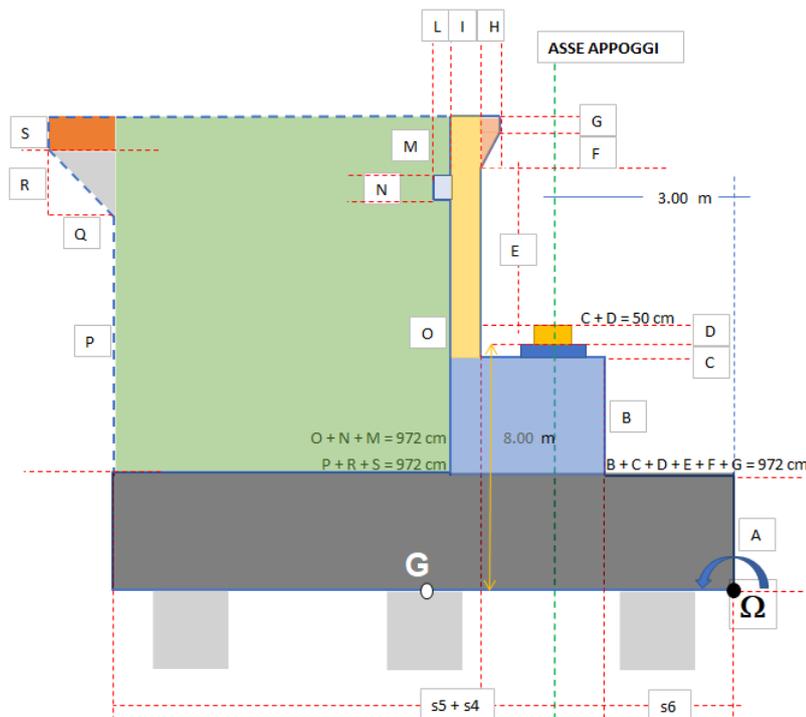


Figura 1 - Sezione verticale spalla su asse appoggio. Le dimensioni sono puramente indicative. Disegno non in scala

NOTA: le schematizzazioni riportate nelle figure sono utilizzate per poter inputare le varie grandezze (misure) e calcolare pesi e sollecitazioni agenti. Le rappresentazioni delle varie sezioni dell'elemento strutturale "spalla" sono quindi del tutto generali e indicative. Ad esempio, se non è presente il "dente della soletta flottante" nell'input dei valori deve leggersi $L = 0$ cm, $N = 0$ cm.

Anche il numero di baggioli è stato rappresentato in modo puramente indicativo. Il numero effettivo di appoggi/baggioli è infatti specificato più avanti a pag. 31.

Quando le dimensioni geometriche degli elementi strutturali dell'elemento "spalla" sono variabili, si utilizzeranno per la definizione delle varie grandezze in input dei valori opportunamente mediati, il cui contributo (in termini di pesi, inerzie sismiche e distribuzioni dei momenti) sarà identico a quelli delle dimensioni effettive, laddove possibile. Diversamente, verranno inseriti opportuni valori in sicurezza.

La struttura "spalla" è stata considerata a comportamento elastico scatolare. Sismicamente, viene schematizzata come un muro la cui soletta (plinto) è fondato su pali. Si considera quindi come struttura di contenimento rigida, senza possibilità di spostamenti rispetto al terreno.

Il modello di azione dei terreni adottato è quindi quello della "spinta a riposo" e il modello di incremento sismico delle spinte orizzontali dei terreni è quello di Wood.

Nel calcolo delle sollecitazioni sulla palificata si sono assunte le seguenti ipotesi in sicurezza: il plinto è infinitamente rigido, i pali sono tutti ugualmente deformabili, pali con la sommità impedita di ruotare. Gli stati di sollecitazione e di deformazione del palo sottoposto alla forza orizzontale sono deducibili, in prima approssimazione, accettando l'ipotesi di elasticità lineare sia per il palo che per il terreno. La sollecitazione flettente in testa al palo, viene determinata mediante l'analisi della linea elastica del palo fornendo il valore del rapporto $r_{t,i} = M_{testa,i} / V_{palo,i}$. Questa informazione è di natura geotecnica e indicata nella relazione geotecnica allegata, alla quale si rimanda.

progettazione ati:

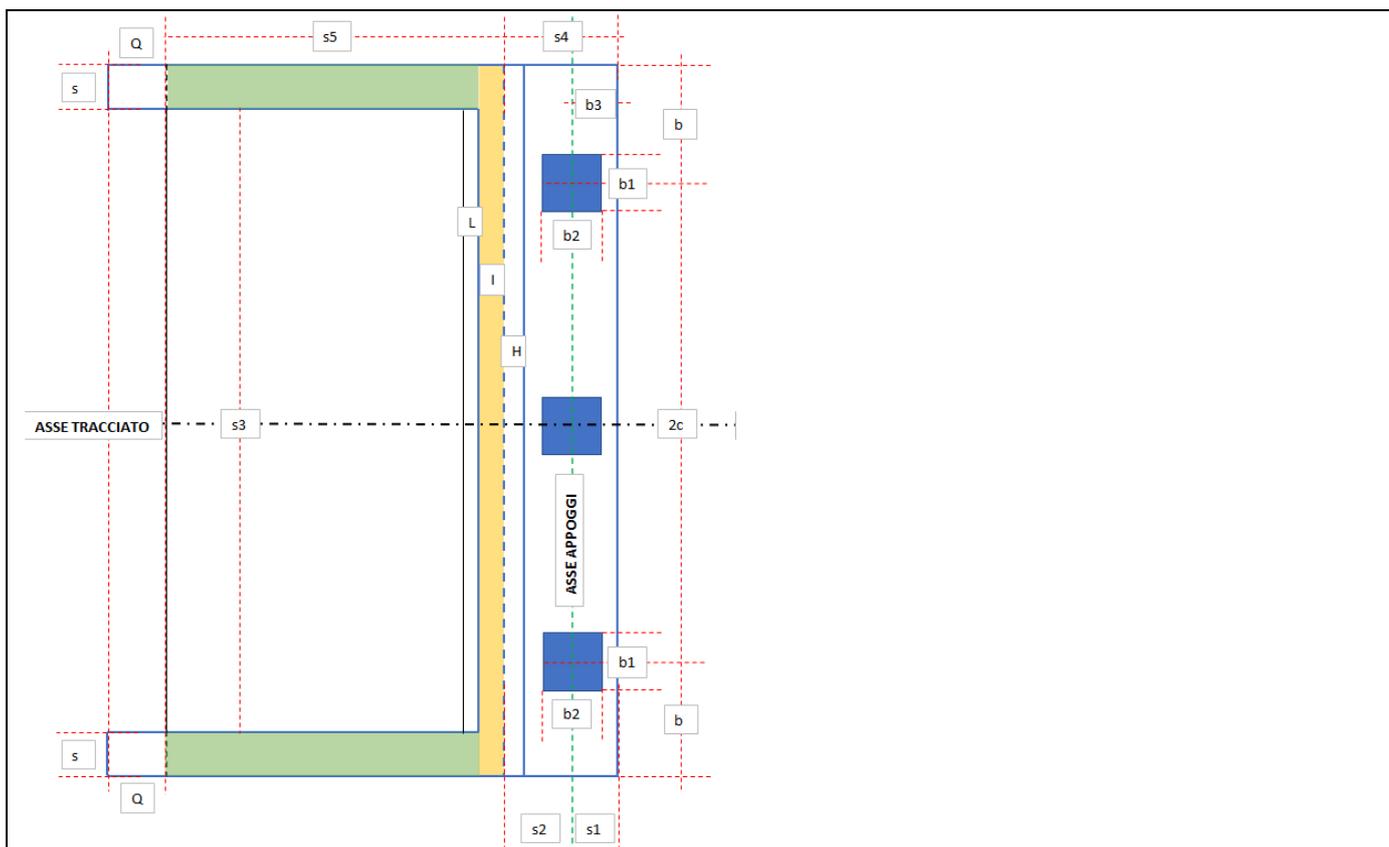


Figura 2 - sezione orizzontale spiccato parete elevazione. Figura qualitativa, dimensioni non in scala.
N.B.: il numero di appoggi rappresentato è del tutto generale

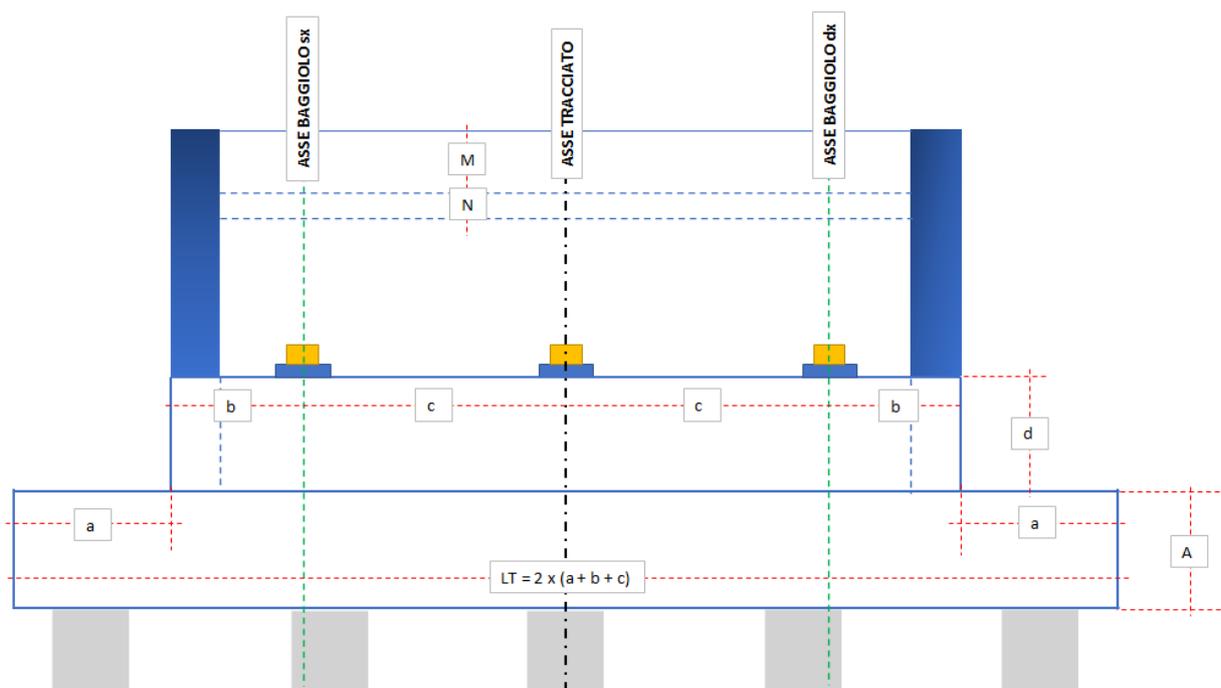


Figura 3 - Sezione verticale, trasversale, su assi appoggi – schema qualitativo – numero di appoggi disegnati generale

progettazione ati:

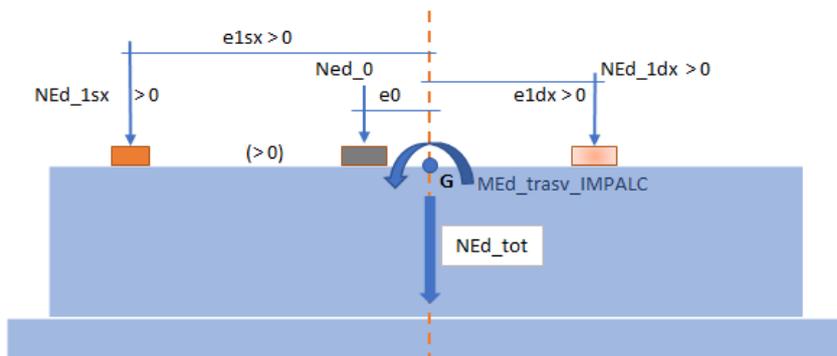


Figura 4 - Sezione verticale, trasversale, piano per assi appoggi – schema qualitativo – disposizione assi appoggi da asse spalla/platea. Numero di appoggi rappresentato puramente generale

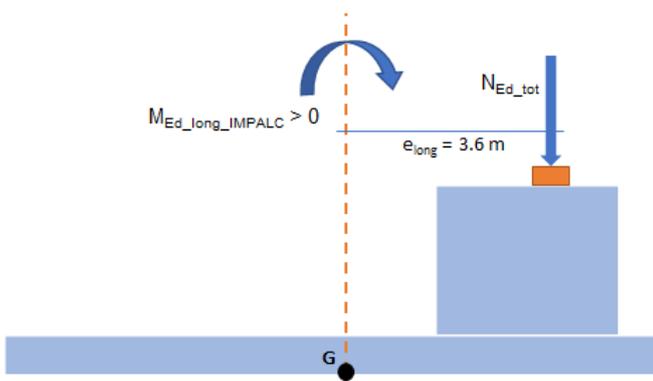


Figura 5 - Sezione verticale, longitudinale, su baricentro plinto – schema qualitativo – disposizione assi appoggi da asse spalla/platea. Momento risultante longitudinale per eccentricità carichi su appoggi

9.1.1 Disassamento baricentro appoggi

Numero di appoggi (effettivo) per spalla:	2
Distanza appoggio "1 sx" da baricentro spalla:	$e1sx = 513 \text{ cm}$
Distanza appoggio "0" (baricentro appoggi lat.):	$e0 = 113 \text{ cm}$ (coincidente con baricentro coppia appoggi)
Distanza appoggio "1 dx" da baricentro spalla:	$e1dx = 288 \text{ cm}$
Distanza baricentro appoggi da baricentro plinto:	$e_{long} = 360 \text{ cm}$

9.1.2 Dimensioni geometriche spalla

Altezza soletta fondazione:	A = 180 cm
Altezza parete elevazione:	B = d = 600 cm
Altezza baggioli (valore medio riferimento):	C = 20 cm
Altezza apparecchio di appoggio:	D = 30 cm
Altezza tratto intermedio paraghiaia:	E = 252 cm
Altezza sbalzo paraghiaia (triangolare):	F = 40 cm
Altezza sbalzo paraghiaia (quadrangolare):	G = 30 cm
Larghezza sbalzo paraghiaia:	H = 28 cm
Spessore setto paraghiaia:	I = 50 cm
Larghezza dente soletta flottante:	L = 25 cm
Altezza tratto setto paraghiaia fino a dente:	M = 174 cm
Altezza dente soletta flottante:	N = 0 cm
Altezza tratto paraghiaia da intradosso dente:	O = 798 cm
Altezza risvolti laterali (fino a inizio bandiera):	P = 972 cm

progettazione ati:

Larghezza orizzontale bandiera:	Q = 0 cm
Altezza tratto triangolare bandiera:	R = 0 cm
Altezza tratto quadrangolare bandiera:	S = 0 cm
Sbordo soletta fondazione da risvolti laterali:	a = 22.5 cm
Distanza asse appoggi di estremità da risvolti:	b = 437.5 cm (valore medio)
Interasse (orizzontale) appoggi:	c = 400 cm (valore medio)
Larghezza trasversale soletta fondazione:	LT = 1720 cm
Spessore risvolti laterali:	s = 75 cm
Distanza asse appoggi da bordo parete elevazione:	s1 = b3 = 80 cm
Distanza asse appoggi da bordo parete paraghiaia:	s2 = 110 cm
Dimensione x baggiolo:	b1 = 100 cm
Dimensione y baggiolo:	b2 = 100 cm
Distanza interna netta tra risvolti laterali:	s3 = 1050 cm
Larghezza parete elevazione da superf. paraghiaia:	s4 = 190 cm
Larghezza orizzontale (costante) risvolto laterale:	s5 = 910 cm
Distanza orizzontale risvolti laterali:	s5 + s4 = 1100 cm
Larghezza totale soletta di fondazione:	s4 + 2s + s6 = 1320 cm
Larghezza soletta fondazione da parete elevazione:	s6 = 220 cm
Larghezza (trasversale) parete elevazione:	2(b + c) = 16.75 m.

Sovraccarico in superficie $Q_k = 20.00$ kN/mq = 2.00 tonnellate/mq

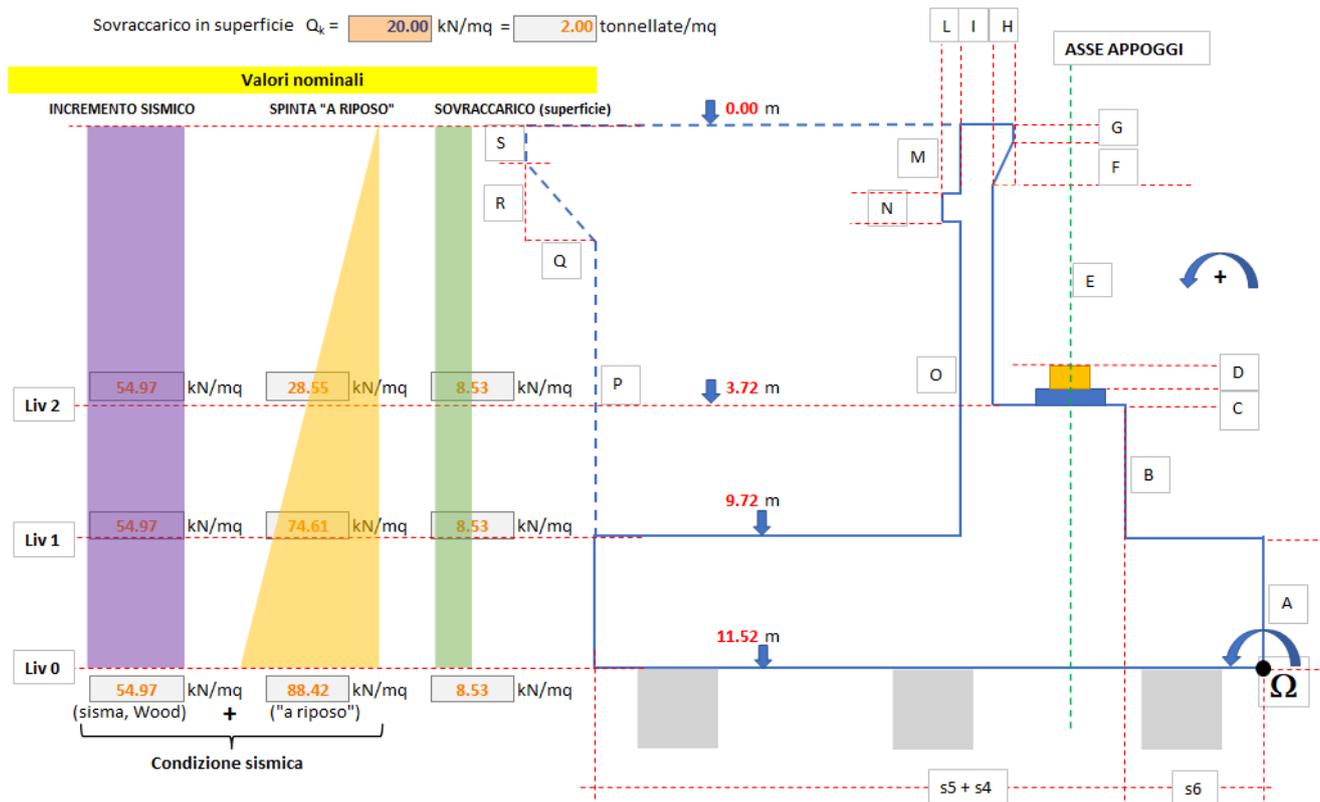


Figura 6 - Schema dei carichi (caratteristici) delle azioni provenienti dai terreni

progettazione ati:

9.1.3 Dati geotecnici e sismici dei terreni

Accelerazione normalizzata (sisma orizzontale):	$a_g/g = 0.226$; (sisma SLV)
Coefficiente amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.173$
Coefficiente amplificazione topografica:	$S_T = 1.000$
Coeff. di riduzione max. accelerazione attesa:	$\beta_m = 1.00$
Peso specifico terreno tal quale:	$\gamma = 18.00$ (valore medio di riferimento)
Angolo di attrito interno terreno:	$\phi = 35^\circ$
Coefficiente sisma SLV orizzontale:	$k_h = \beta_m S_S S_T a_g/g = 0.265$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2)
Coefficiente sisma SLV verticale:	$k_v = 0.5k_h = 0.133$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2.1)
Coefficiente di spinta "a riposo" (Jaky):	$k_0 = 1 - \sin\phi = 0.426$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 20.00 \text{ kN/m}^2 = 2.00 \text{ tonnellate/m}^2$
Altezza su cui agisce l'incremento sismico (Wood):	$H = 11.52 \text{ m}$ (altezza spalla con sp. soletta fondazione)
Incremento di pressione sismica (modello Wood):	$S_T S_S (a_g/g) \gamma H = 54.97 \text{ kN/m}^2$ (distribuzione costante)
Massima pressione spinta "a riposo":	$k_0 \gamma H = (0.426 \times 18.00 \times 11.52) = 88.42 \text{ kN/m}^2$ (arrotondato)
Massima pressione sovraccarico superficie:	$k_0 Q_k = (0.426 \times 20.00) = 8.53 \text{ kN/m}^2$ (arrotondato)

9.1.4 Distribuzione masse elementi spalla

Si considerano i pesi delle masse dei vari elementi strutturali costituenti la spalla (ad esclusione delle masse dei pali). Il braccio di tali risultanti viene misurato dal centro Ω (si veda schema alla pagina precedente).

Tipologia elemento spalla	Pesi [kN]	Braccio [m]	Momenti da Ω [kNm]
Soletta fondazione	10216.8	6.60	67431
Parete elevazione	6030.0	3.40	20502
Paraghiaia	778.9	4.35	3388
Baggioli (complessivi)	10.0	3.00	30
Sbalzo paraghiaia	53.4	3.96	211
Muri di risvolto	3134.7	8.90	27899
Peso terreno interno spalla (escluso sovraccarico) ⁽¹⁾	15799	8.90	140610

⁽¹⁾ L'effetto del sovraccarico è stato considerato solo come effetto ribaltante per spinta orizzontale del terreno ed è stato ignorato per sicurezza come contributo stabilizzante sopra il volume di terreno imbarcato.

Complessivi verticali (pesi):	$N = 36023 \text{ kN}$
Complessivi momenti (rispetto polo Ω):	$M = 260071 \text{ kNm}$
Eccentricità complessivi verticali (pesi):	$e = M/N = 7.22 \text{ m}$
Distanza baricentro soletta fondazione da Ω :	$G\Omega = (s_4 + s_5 + s_6)/2 = 6.60 \text{ m}$
Distanza eccentricità (trasporto):	$\Delta e = e - G\Omega = 0.62 \text{ m}$
Momento (complessivo) trasportato su G:	$M_G = N \times \Delta e = 22322 \text{ kNm}$ (complessivi in asse plinto fondazione).

9.1.5 Distribuzione inerzie sismiche

Si considerano le distribuzioni delle masse sismiche delle varie parti strutturali che costituiscono la spalla:

Tipologia elemento spalla	Inerzie sismiche (orizzontali) [kN]	Braccio (verticale) [m]	Momenti da Ω [kNm]
Soletta fondazione	2708.5	0.90	2438
Parete elevazione	1598.5	4.80	7673
Paraghiaia	206.5	9.66	1995
Baggioli (complessivi)	2.7	7.90	21
Sbalzo paraghiaia	15.5	11.37	177
Muri di risvolto	831.0	6.66	5534
Peso terreno interno spalla	4188.4	6.66	27894

Complessivi (orizzontali) inerzie:	$V_h = 9551 \text{ kN}$
Complessivi momenti (ribaltanti):	$M_h = - 45732 \text{ kNm}$

Valori riferiti alla larghezza della parete di elevazione: $L = 16.75 \text{ m}$ (risultanti sismiche orizzontali e momenti ribaltanti dovuti alle spinte dei terreni)

progettazione ati:

Liv 0 - Quota: 11.52 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	10607 kN	8531 kN	1646 kN
$M_k =$	-61097 kNm	-32759 kNm	-9479 kNm
Liv 1 - Quota: 9.72 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	8950 kN	6073 kN	1389 kN
$M_k =$	-43496 kNm	-19678 kNm	-6748 kNm
Liv 2 - Quota: 3.72 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	3425 kN	890 kN	531 kN
$M_k =$	-6371 kNm	-1103 kNm	-988 kNm

9.1.6 Valori maggiormente indicativi delle spinte e dei momenti sismici (delle terre)

Si riportano i valori delle risultanti delle spinte sismiche orizzontali e dei momenti ribaltanti sismici riferiti al piano che contiene la testa dei pali della palificata. Di seguito i valori maggiori, per combinazioni di carico maggiormente significative per la spalla:

Da comb. SLU_00 a combinazione SLU_10:	$H_{Ed_long_terre} = 13230$ kN
Da comb. SLU_16 a combinazione SLU_26:	$H_{Ed_long_terre} = 10177$ kN
Combinazione sismica SLV_03:	$H_{Ed_long_terre} = 19138$ kN
Da comb. SLU_00 a combinazione SLU_10:	$M_{Ed_terre} = 54910$ kNm (in modulo)
Da comb. SLU_16 a combinazione SLU_26:	$M_{Ed_terre} = 42238$ kNm (in modulo)
Combinazione sismica SLV_03:	$M_{Ed_terre} = 93856$ kNm (in modulo)

9.1.7 Sollecitazioni scaricate dagli impalcati

Altezza estradosso baggioli da quota testa palificata:	8.00 m
Altezza estradosso appoggi da quota testa palificata:	8.30 m; (valore utilizzato per calcolo momenti)
Numero di appoggi per spalla:	2

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

N_{Ed_tot}	scarico complessivo da impalcato su appoggi spalla
$M_{Ed_trav_IMPALC}$	momento complessivo trasversale per scarichi impalcato su appoggi
$M_{Ed_long_IMPALC}$	momento longitudinale per eccentricità longitudinale (e_{long}) risultante totale assiale scarichi,
	$N_{Ed_tot} \times e_{long}$
H_{trav_IMPALC}	risultante carichi trasversali su appoggi spalla
H_{long_IMPALC}	risultante carichi longitudinali su appoggi spalla

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della spalla tra i 2 appoggi presenti (a quota dell'estradosso degli appoggi).
Valori con segno algebrico.

Comb.	MIN N_{Ed_tot} [kN]	MAX N_{Ed_tot} [kN]	(1) / (2) $M_{Ed_trav_IMPALC}$ [kNm]	(1) / (2) $M_{Ed_long_IMPALC}$ [kNm]	(1) / (2) H_{trav_IMPALC} [kN]	(1) / (2) H_{long_IMPALC} [kN]
SLU_00	5850	5850	5620/-7596	21060/21060	990/-810	510/210
SLU_01	9495	9495	16810/8880	34182/34182	630/-450	450/270
SLU_02	8415	8415	-10899/-18828	30294/30294	765/-315	855/675
SLU_03	8415	8415	-10899/-18828	30294/30294	603/-477	450/270
SLU_04	7774	7774	-4786/-18003	27986/27986	990/-810	510/210
SLU_05	8415	8415	-10899/-18828	30294/30294	690/-390	690/510
SLU_06	9495	9495	12845/12845	34182/34182	90/90	360/360
SLU_07	8415	8415	-14864/-14864	30294/30294	225/225	765/765
SLU_08	8415	8415	-14864/-14864	30294/30294	63/63	360/360
SLU_09	8415	8415	-14864/-14864	30294/30294	90/90	360/360
SLU_10	8415	8415	-14864/-14864	30294/30294	150/150	600/600
SLU_16	4240	4240	5771/-7445	15264/15264	990/-810	510/210
SLU_17	7885	7885	16961/9031	28386/28386	630/-450	450/270
SLU_18	6805	6805	-10747/-18677	24498/24498	765/-315	855/675
SLU_19	6805	6805	-10747/-18677	24498/24498	603/-477	450/270

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_20	6164	6164	-4635/-17852	22190/22190	990/-810	510/210
SLU_21	6805	6805	-10747/-18677	24498/24498	690/-390	690/510
SLU_22	7885	7885	12996/12996	28386/28386	90/90	360/360
SLU_23	6805	6805	-14712/-14712	24498/24498	225/225	765/765
SLU_24	6805	6805	-14712/-14712	24498/24498	63/63	360/360
SLU_25	6805	6805	-14712/-14712	24498/24498	90/90	360/360
SLU_26	6805	6805	-14712/-14712	24498/24498	150/150	600/600

SLV_01	4100	5100	531/-1395	18360/14760	-	-
SLV_02	3150	4150	3267/1341	14940/11340	-	-
SLV_03	-	-	-	/	1350/-1250	1500/-1100

→ Prefissi “(1)”, “(2)” per indicare le sollecitazioni riferite a medesime azioni agenti nei due versi contrari di una medesima direzione.

Sollecitazioni flettenti SLU/SLV riferite al piano testa pali (valori max in modulo)
Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

H_{trasv_IMPALC} risultante carichi trasversali su piano testa pali (baricentro)
 M_{trasv_IMPALC} momento complessivo trasversale scarichi impalcato (baric. testa pali)
 H_{long_IMPALC} risultante carichi longitudinali su piano testa pali (bericentro)
 M_{long_IMPALC} momento complessivo longitudin. scarichi impalcato (baric. testa pali)

Altezza dell'estradosso degli appoggi: **8.30 m** (a partire dalla quota testa dei pali).

Comb.	H_{trasv_IMPALC} [kN]	M_{trasv_IMPALC} [kNm]	H_{long_IMPALC} [kN]	M_{long_IMPALC} [kNm]
SLU_00	990	8217	510	4233
SLU_01	630	5229	450	3735
SLU_02	765	6350	855	7097
SLU_03	603	5005	450	3735
SLU_04	990	8217	510	4233
SLU_05	690	5727	690	5727
SLU_06	90	747	360	2988
SLU_07	225	1868	765	6350
SLU_08	63	523	360	2988
SLU_09	90	747	360	2988
SLU_10	150	1245	600	4980
SLU_16	990	8217	510	4233
SLU_17	630	5229	450	3735
SLU_18	765	6350	855	7097
SLU_19	603	5005	450	3735
SLU_20	990	8217	510	4233
SLU_21	690	5727	690	5727
SLU_22	90	747	360	2988
SLU_23	225	1868	765	6350
SLU_24	63	523	360	2988
SLU_25	90	747	360	2988
SLU_26	150	1245	600	4980

SLV_01	-	-	-	-
SLV_02	-	-	-	-
SLV_03	1350	11205	1500	12450

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della testa della palificata
Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura (tutti i valori sono di progetto):

$\Delta M_{Ed_trasv_IMPALC}$ quota di momento per eccentricità baric. appoggi da baric. palificata
 N_{Ed_spalla} valore di progetto carichi verticali strutture/terre spalla (su palificata)
 $M_{Ed_spalla (LONG)}$ Momento di progetto carichi verticali strutture/terre da baric. palificata
 $H_{Ed_spalla_sisma}$ Inerzie orizzontali elementi strutturali spalla
 $M_{Ed_spalla (LONG)_sisma}$ Momenti ribaltanti inerzie elementi strutturali spalla
 M_{long_TERRE} Momenti ribaltanti per spinta delle terre

progettazione ati:

H_{long_terre}

Spinte orizzontali terre.

Si riportano i valori delle azioni (kN) e dei momenti flettenti di progetto (kNm) per le combinazioni di carico più significative:

Comb.	MIN ΔM_{Ed-} trasv_IMPALC	MAX ΔM_{Ed-} trasv_IMPALC	N_{Ed_spalla}	M_{Ed_spalla} (LONG)	$H_{Ed_spalla_sisma}$	M_{Ed_spalla} (LONG)_sisma	M_{long_TERRE}	H_{long_terre}
SLU_00	6611	6611	48631	-30135	-	-	54910	13230
SLU_01	10729	10729	48631	-30135	-	-	54910	13230
SLU_02	9509	9509	48631	-30135	-	-	54910	13230
SLU_03	9509	9509	48631	-30135	-	-	54910	13230
SLU_04	8784	8784	48631	-30135	-	-	54910	13230
SLU_05	9509	9509	48631	-30135	-	-	54910	13230
SLU_06	10729	10729	48631	-30135	-	-	54910	13230
SLU_07	9509	9509	48631	-30135	-	-	54910	13230
SLU_08	9509	9509	48631	-30135	-	-	54910	13230
SLU_09	9509	9509	48631	-30135	-	-	54910	13230
SLU_10	9509	9509	48631	-30135	-	-	54910	13230
SLU_16	4791	4791	48631	-30135	-	-	42238	10177
SLU_17	8910	8910	48631	-30135	-	-	42238	10177
SLU_18	7690	7690	48631	-30135	-	-	42238	10177
SLU_19	7690	7690	48631	-30135	-	-	42238	10177
SLU_20	6965	6965	48631	-30135	-	-	42238	10177
SLU_21	7690	7690	48631	-30135	-	-	42238	10177
SLU_22	8910	8910	48631	-30135	-	-	42238	10177
SLU_23	7690	7690	48631	-30135	-	-	42238	10177
SLU_24	7690	7690	48631	-30135	-	-	42238	10177
SLU_25	7690	7690	48631	-30135	-	-	42238	10177
SLU_26	7690	7690	48631	-30135	-	-	42238	10177
SLV_01	4633	-	36023	-22322	9551	45732	-	-
SLV_02	3560	-	36023	-22322	9551	45732	-	-
SLV_03	4633	-	36023	-22322	9551	45732	93856	19138

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della palificata.

Nelle tabelle a seguire, si è adottata la seguente simbologia (tutti i valori sono di progetto):

N_{Ed_tot}	scarico complessivo azioni verticali
$M_{Ed_trasv_tot}$	momento con asse d'inflessione parallelo all'asse tracciato
M_{long_tot}	momento longitudinale con asse d'inflessione perpend. asse tracciato
H_{trasv_tot}	azione risultante trasversale (perpendicolare) all'asse tracciato
H_{long_tot}	azione risultante parallela all'asse tracciato.

Si ha in particolare:

eccentricità baricentro appoggi da baricentro palificata: 1.13 m (perpendicolarmente asse tracciato)
eccentricità asse baggioli da baricentro testa palificata: 3.60 m (parallelamente asse tracciato).

Comb.	MIN N_{Ed_tot} [kN]	MAX N_{Ed_tot} [kN]	(1) $M_{Ed_trasv_tot}$ [kNm]	(2) $M_{Ed_trasv_tot}$ [kNm]	(1) M_{long_tot} [kNm]	(2) M_{long_tot} [kNm]	H_{trasv_tot} [kN]	H_{long_tot} [kN]
SLU_00	54481	54481	20448	-7709	50068	47578	990	13740
SLU_01	58126	58126	32768	15874	62692	61198	630	13680
SLU_02	57046	57046	4960	-11934	62166	60672	765	14085
SLU_03	57046	57046	3615	-13279	58804	57310	603	13680
SLU_04	56404	56404	12215	-15942	56994	54504	990	13740
SLU_05	57046	57046	4337	-12557	60796	59302	690	13920
SLU_06	58126	58126	24321	24321	61945	61945	90	13590
SLU_07	57046	57046	-3487	-3487	61419	61419	225	13995
SLU_08	57046	57046	-4832	-4832	58057	58057	63	13590
SLU_09	57046	57046	-4608	-4608	58057	58057	90	13590
SLU_10	57046	57046	-4110	-4110	60049	60049	150	13830

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_16	52871	52871	18779	-9377	31601	29111	990	10687
SLU_17	56516	56516	31100	14206	44225	42731	630	10627
SLU_18	55436	55436	3292	-13602	43698	42204	765	11032
SLU_19	55436	55436	1947	-14947	40337	38843	603	10627
SLU_20	54794	54794	10547	-17610	38526	36036	990	10687
SLU_21	55436	55436	2669	-14225	42329	40835	690	10867
SLU_22	56516	56516	22653	22653	43478	43478	90	10537
SLU_23	55436	55436	-5155	-5155	42951	42951	225	10942
SLU_24	55436	55436	-6500	-6500	39590	39590	63	10537
SLU_25	55436	55436	-6276	-6276	39590	39590	90	10537
SLU_26	55436	55436	-5778	-5778	41582	41582	150	10777

SLV_01	40123	41123	5164	4368	10275	13875	0	9551
SLV_02	41385	41385	6827	6031	6855	10455	0	9551
SLV_03	40123	41123	15838	-4612	116582	98602	1350	26001

→ Prefissi "(1)", "(2)" per indicare le sollecitazioni riferite a medesime azioni agenti nei due versi contrari di una medesima direzione.

NOTA: Sollecitazioni SLE-rara riferite al baricentro della palificata

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	(1) M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	(2) M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	(1) M _{long_tot} [kNm]	(2) M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEr_00	40323	40323	13973	-4798	38218	36558	660	10517
SLEr_01	43023	43023	23516	12254	47606	46610	420	10477
SLEr_02	42223	42223	2918	-8345	47216	46220	520	10777
SLEr_03	42223	42223	1922	-9341	44726	43730	400	10477
SLEr_04	41748	41748	7875	-10896	43348	41688	660	10517
SLEr_05	42223	42223	2420	-8843	46054	45058	460	10637
SLEr_06	43023	43023	17885	17885	47108	47108	60	10417
SLEr_07	42223	42223	-2714	-2714	46718	46718	160	10717
SLEr_08	42223	42223	-3710	-3710	44228	44228	40	10417
SLEr_09	42223	42223	-3544	-3544	44228	44228	60	10417
SLEr_10	42223	42223	-3212	-3212	45556	45556	100	10577
SLEr_16	40323	40323	13973	-4798	38218	36558	660	10517
SLEr_17	43023	43023	23516	12254	47606	46610	420	10477
SLEr_18	42223	42223	2918	-8345	47216	46220	520	10777
SLEr_19	42223	42223	1922	-9341	44726	43730	400	10477
SLEr_20	41748	41748	7875	-10896	43348	41688	660	10517
SLEr_21	42223	42223	2420	-8843	46054	45058	460	10637
SLEr_22	43023	43023	17885	17885	47108	47108	60	10417
SLEr_23	42223	42223	-2714	-2714	46718	46718	160	10717
SLEr_24	42223	42223	-3710	-3710	44228	44228	40	10417
SLEr_25	42223	42223	-3544	-3544	44228	44228	60	10417
SLEr_26	42223	42223	-3212	-3212	45556	45556	100	10577

→ Prefissi "(1)", "(2)" per indicare le sollecitazioni riferite a medesime azioni agenti nei due versi contrari di una medesima direzione.

NOTA: Sollecitazioni SLE-frequente riferite al baricentro della palificata

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	(1) M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	(2) M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	(1) M _{long_tot} [kNm]	(2) M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEf_00	40323	40323	13973	-4798	38218	36558	660	10517
SLEf_01	43023	43023	19762	16008	47274	46942	180	10437
SLEf_02	42223	42223	-836	-4591	46884	46552	280	10737
SLEf_03	42223	42223	-1832	-5587	44394	44062	160	10437
SLEf_04	41748	41748	7875	-10896	43348	41688	660	10517
SLEf_05	42223	42223	-1334	-5089	45722	45390	220	10597
SLEf_06	43023	43023	17885	17885	47108	47108	60	10417
SLEf_07	42223	42223	-2714	-2714	46718	46718	160	10717
SLEf_08	42223	42223	-3710	-3710	44228	44228	40	10417
SLEf_09	42223	42223	-3544	-3544	44228	44228	60	10417

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLEf_10	42223	42223	-3212	-3212	45556	45556	100	10577
SLEf_16	40323	40323	13641	-5130	36890	35230	620	10357
SLEf_17	43023	43023	19430	15676	45946	45614	140	10277
SLEf_18	42223	42223	-1168	-4923	45556	45224	240	10577
SLEf_19	42223	42223	-2164	-5919	43066	42734	120	10277
SLEf_20	41748	41748	7543	-11228	42020	40360	620	10357
SLEf_21	42223	42223	-1334	-5089	45722	45390	220	10597
SLEf_22	43023	43023	17553	17553	45780	45780	20	10257
SLEf_23	42223	42223	-3046	-3046	45390	45390	120	10557
SLEf_24	42223	42223	-4042	-4042	42900	42900	0	10257
SLEf_25	42223	42223	-3876	-3876	42900	42900	20	10257
SLEf_26	42223	42223	-3212	-3212	45556	45556	100	10577

→ Prefissi "(1)", "(2)" per indicare le sollecitazioni riferite a medesime azioni agenti nei due versi contrari di una medesima direzione.

NOTA: Sollecitazioni SLE-quasi permanente riferite al baricentro della palificata

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	(1) M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	(2) M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	(1) M _{long_tot} [kNm]	(2) M _{long_tot} [kNm]	H _{trav_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEqp_00	40323	40323	13475	-5296	36226	34566	600	10277
SLEqp_01	43023	43023	17387	17387	45116	45116	0	10177
SLEqp_02	42223	42223	-3212	-3212	44726	44726	100	10477
SLEqp_03	42223	42223	-4208	-4208	42236	42236	-20	10177
SLEqp_04	40323	40323	13475	-5296	36226	34566	600	10277
SLEqp_05	42223	42223	-3212	-3212	45556	45556	100	10577
SLEqp_06	43023	43023	17387	17387	45116	45116	0	10177
SLEqp_07	42223	42223	-3212	-3212	44726	44726	100	10477
SLEqp_08	42223	42223	-4208	-4208	42236	42236	-20	10177
SLEqp_09	42223	42223	-4042	-4042	42236	42236	0	10177
SLEqp_10	42223	42223	-3212	-3212	45556	45556	100	10577
SLEqp_16	40323	40323	13475	-5296	36226	34566	600	10277
SLEqp_17	43023	43023	17387	17387	45116	45116	0	10177
SLEqp_18	42223	42223	-3212	-3212	44726	44726	100	10477
SLEqp_19	42223	42223	-4208	-4208	42236	42236	-20	10177
SLEqp_20	40323	40323	13475	-5296	36226	34566	600	10277
SLEqp_21	42223	42223	-3212	-3212	45556	45556	100	10577
SLEqp_22	43023	43023	17387	17387	45116	45116	0	10177
SLEqp_23	42223	42223	-3212	-3212	44726	44726	100	10477
SLEqp_24	42223	42223	-4208	-4208	42236	42236	-20	10177
SLEqp_25	42223	42223	-4042	-4042	42236	42236	0	10177
SLEqp_26	42223	42223	-3212	-3212	45556	45556	100	10577

→ Prefissi "(1)", "(2)" per indicare le sollecitazioni riferite a medesime azioni agenti nei due versi contrari di una medesima direzione.

progettazione ati:

9.1.8 Caratteristiche geotecniche: interazioni pali-terreni

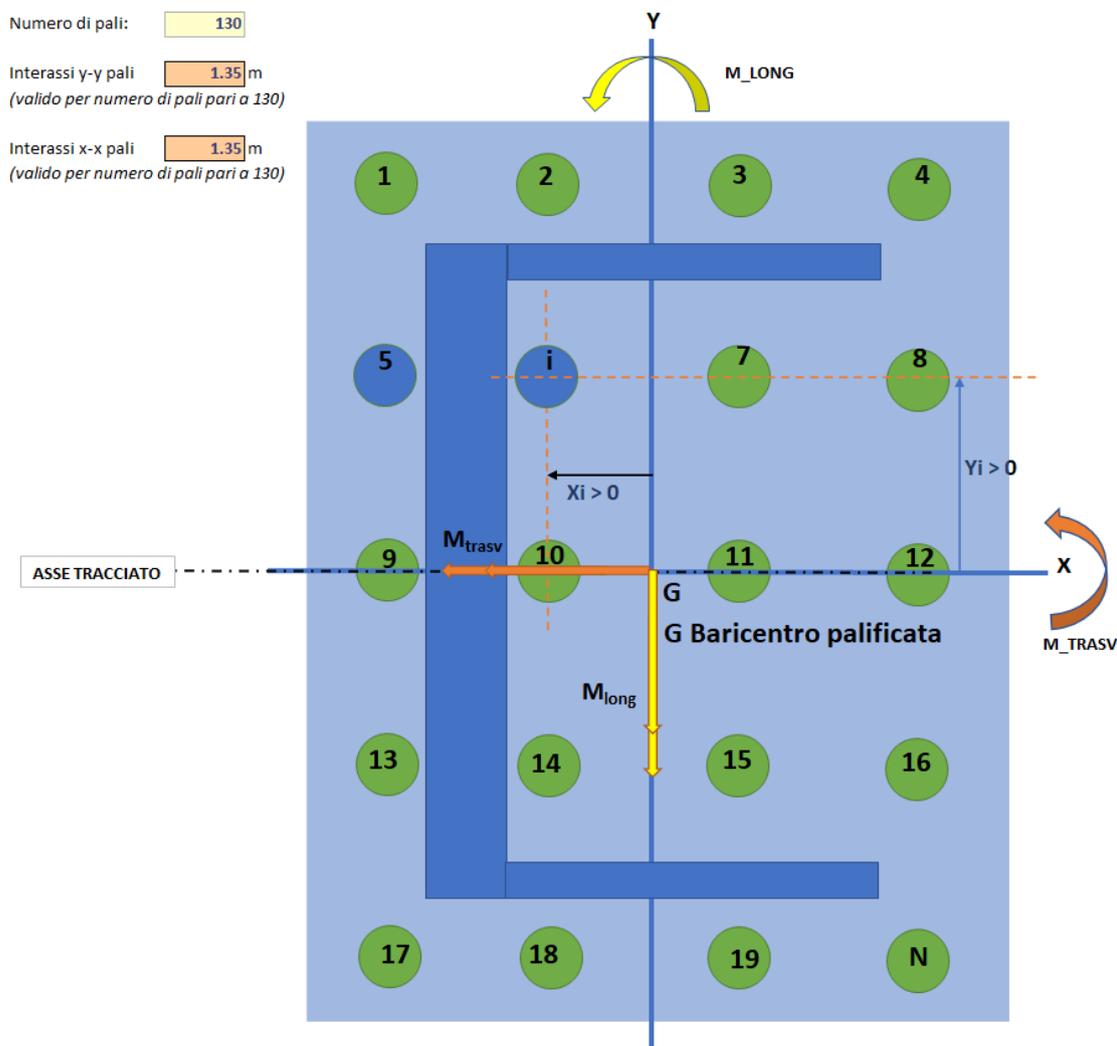
Coeff. unitario momento-taglio in testa ai pali: $r_t = M_{i,max} / V_{i,max} = 1.15 \text{ kNm/kN}^{(*)}$
 (*) Fare riferimento a quanto indicato nella relazione geotecnica allegata.

Lunghezza effettiva singolo palo (testa-piede): $L_{palo} = 8.00 \text{ m}$
 Fattore di lunghezza libedra di inflessione palo: $K = 0.70$
 Lunghezza di libera inflessione palo: $L_{cr} = K \times L_{palo} = 5.60 \text{ m}$
 Lunghezza tratto palo testa-cerniera plastica: $L_{p,cern} = 5.00 \text{ m}$
 Fattore di libera inflessione equivalente: $K_{eq} = L_{p,cern} / L_{palo} = 0.63$

NOTA: il valore del fattore di libera inflessione equivalente verrà tenuto in conto nell'eventualità di un'ulteriore verifica di resistenza/instabilità (SLV/SLU) del palo. Valori negativi dei carichi assiali sono da considerarsi sollecitazioni di trazione. I valori dei carichi assiali non tengono conto del peso proprio del palo.

9.1.9 Schema e disposizione dei pali (relativi alla spalla A)

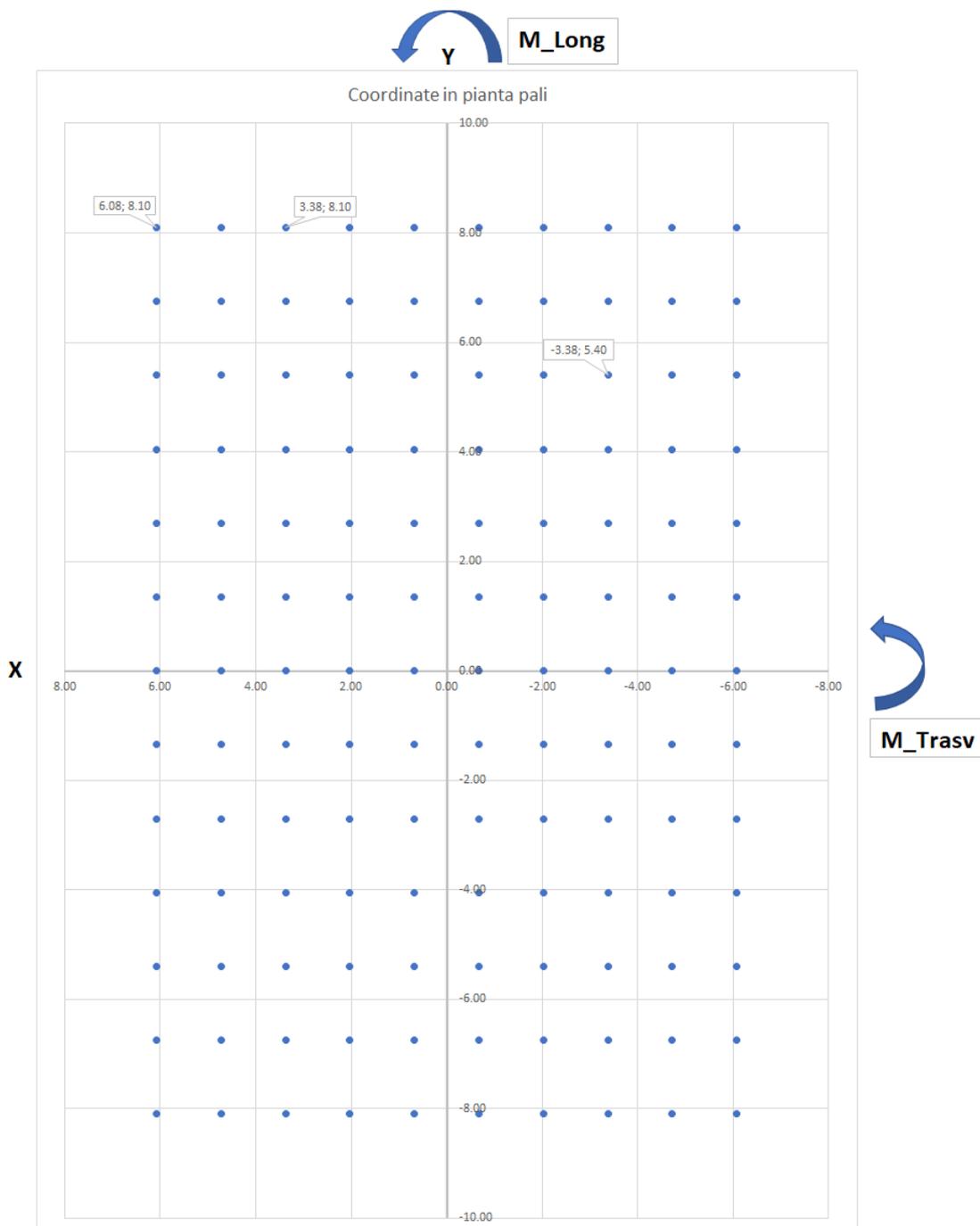
Di seguito uno schema, qualitativo (dimensioni non in scala, numero di pali indicativo, generico) di come è stata predisposta la numerazione dei pali rispetto all'asse tracciato e alla disposizione delle strutture in elevazione della spalla.



NOTA: lo schema in alto è qualitativo e il numero di pali generico. La numerazione è stata stabilita procedendo per righe verso il basso, da sinistra verso destra.

progettazione ati:

Di seguito, uno schema grafico della disposizione in pianta dei pali e relativa numerazione. La numerazione inizia (n. 1) dal primo palo con ascissa X (orizzontale) maggiore e ordinata Y (verticale) maggiori e procede da sinistra verso destra lungo la prima riga, la seconda, la terza e via di seguito, fino all'ultimo palo con entrambe le coordinate X, Y negative. Numero complessivo di pali = 130; interasse X-X pali (parallelamente all'asse tracciato) = 1.35 m; interasse Y-Y (perpendicolarmente all'asse tracciato) = 1.35 m.



NOTA: Asse tracciato // asse orizzontale X-X

progettazione ati:

9.1.10 Numerazione dei nodi e caratteristiche inerziali della palificata

Di seguito una tabella riassuntiva delle coordinate dei pali e relative grandezze di inerzia, secondo la numerazione adottata.

PALO	X_i [m]	Y_i [m]	X_i^2	Y_i^2	X_i/Y_i	Y_i/X_i							
1	6.08	8.10	36.91	65.61	0.0031	0.0024	33	3.38	4.05	11.39	16.40	0.0017	0.0012
2	4.73	8.10	22.33	65.61	0.0024	0.0024	34	2.03	4.05	4.10	16.40	0.0010	0.0012
3	3.38	8.10	11.39	65.61	0.0017	0.0024	35	0.68	4.05	0.46	16.40	0.0003	0.0012
4	2.03	8.10	4.10	65.61	0.0010	0.0024	36	-0.68	4.05	0.46	16.40	-0.0003	0.0012
5	0.68	8.10	0.46	65.61	0.0003	0.0024	37	-2.03	4.05	4.10	16.40	-0.0010	0.0012
6	-0.68	8.10	0.46	65.61	-0.0003	0.0024	38	-3.38	4.05	11.39	16.40	-0.0017	0.0012
7	-2.03	8.10	4.10	65.61	-0.0010	0.0024	39	-4.73	4.05	22.33	16.40	-0.0024	0.0012
8	-3.38	8.10	11.39	65.61	-0.0017	0.0024	40	-6.08	4.05	36.91	16.40	-0.0031	0.0012
9	-4.73	8.10	22.33	65.61	-0.0024	0.0024	41	6.08	2.70	36.91	7.29	0.0031	0.0008
10	-6.08	8.10	36.91	65.61	-0.0031	0.0024	42	4.73	2.70	22.33	7.29	0.0024	0.0008
11	6.08	6.75	36.91	45.56	0.0031	0.0020	43	3.38	2.70	11.39	7.29	0.0017	0.0008
12	4.73	6.75	22.33	45.56	0.0024	0.0020	44	2.03	2.70	4.10	7.29	0.0010	0.0008
13	3.38	6.75	11.39	45.56	0.0017	0.0020	45	0.68	2.70	0.46	7.29	0.0003	0.0008
14	2.03	6.75	4.10	45.56	0.0010	0.0020	46	-0.68	2.70	0.46	7.29	-0.0003	0.0008
15	0.68	6.75	0.46	45.56	0.0003	0.0020	47	-2.03	2.70	4.10	7.29	-0.0010	0.0008
16	-0.68	6.75	0.46	45.56	-0.0003	0.0020	48	-3.38	2.70	11.39	7.29	-0.0017	0.0008
17	-2.03	6.75	4.10	45.56	-0.0010	0.0020	49	-4.73	2.70	22.33	7.29	-0.0024	0.0008
18	-3.38	6.75	11.39	45.56	-0.0017	0.0020	50	-6.08	2.70	36.91	7.29	-0.0031	0.0008
19	-4.73	6.75	22.33	45.56	-0.0024	0.0020	51	6.08	1.35	36.91	1.82	0.0031	0.0004
20	-6.08	6.75	36.91	45.56	-0.0031	0.0020	52	4.73	1.35	22.33	1.82	0.0024	0.0004
21	6.08	5.40	36.91	29.16	0.0031	0.0016	53	3.38	1.35	11.39	1.82	0.0017	0.0004
22	4.73	5.40	22.33	29.16	0.0024	0.0016	54	2.03	1.35	4.10	1.82	0.0010	0.0004
23	3.38	5.40	11.39	29.16	0.0017	0.0016	55	0.68	1.35	0.46	1.82	0.0003	0.0004
24	2.03	5.40	4.10	29.16	0.0010	0.0016	56	-0.68	1.35	0.46	1.82	-0.0003	0.0004
25	0.68	5.40	0.46	29.16	0.0003	0.0016	57	-2.03	1.35	4.10	1.82	-0.0010	0.0004
26	-0.68	5.40	0.46	29.16	-0.0003	0.0016	58	-3.38	1.35	11.39	1.82	-0.0017	0.0004
27	-2.03	5.40	4.10	29.16	-0.0010	0.0016	59	-4.73	1.35	22.33	1.82	-0.0024	0.0004
28	-3.38	5.40	11.39	29.16	-0.0017	0.0016	60	-6.08	1.35	36.91	1.82	-0.0031	0.0004
29	-4.73	5.40	22.33	29.16	-0.0024	0.0016	61	6.08	0.00	36.91	0.00	0.0031	0.0000
30	-6.08	5.40	36.91	29.16	-0.0031	0.0016	62	4.73	0.00	22.33	0.00	0.0024	0.0000
31	6.08	4.05	36.91	16.40	0.0031	0.0012	63	3.38	0.00	11.39	0.00	0.0017	0.0000
32	4.73	4.05	22.33	16.40	0.0024	0.0012	64	2.03	0.00	4.10	0.00	0.0010	0.0000
65	0.68	0.00	0.46	0.00	0.0003	0.0000	97	-2.03	-4.05	4.10	16.40	-0.0010	-0.0012
66	-0.68	0.00	0.46	0.00	-0.0003	0.0000	98	-3.38	-4.05	11.39	16.40	-0.0017	-0.0012
67	-2.03	0.00	4.10	0.00	-0.0010	0.0000	99	-4.73	-4.05	22.33	16.40	-0.0024	-0.0012
68	-3.38	0.00	11.39	0.00	-0.0017	0.0000	100	-6.08	-4.05	36.91	16.40	-0.0031	-0.0012
69	-4.73	0.00	22.33	0.00	-0.0024	0.0000	101	6.08	-5.40	36.91	29.16	0.0031	-0.0016
70	-6.08	0.00	36.91	0.00	-0.0031	0.0000	102	4.73	-5.40	22.33	29.16	0.0024	-0.0016
71	6.08	-1.35	36.91	1.82	0.0031	-0.0004	103	3.38	-5.40	11.39	29.16	0.0017	-0.0016
72	4.73	-1.35	22.33	1.82	0.0024	-0.0004	104	2.03	-5.40	4.10	29.16	0.0010	-0.0016
73	3.38	-1.35	11.39	1.82	0.0017	-0.0004	105	0.68	-5.40	0.46	29.16	0.0003	-0.0016
74	2.03	-1.35	4.10	1.82	0.0010	-0.0004	106	-0.68	-5.40	0.46	29.16	-0.0003	-0.0016
75	0.68	-1.35	0.46	1.82	0.0003	-0.0004	107	-2.03	-5.40	4.10	29.16	-0.0010	-0.0016
76	-0.68	-1.35	0.46	1.82	-0.0003	-0.0004	108	-3.38	-5.40	11.39	29.16	-0.0017	-0.0016
77	-2.03	-1.35	4.10	1.82	-0.0010	-0.0004	109	-4.73	-5.40	22.33	29.16	-0.0024	-0.0016
78	-3.38	-1.35	11.39	1.82	-0.0017	-0.0004	110	-6.08	-5.40	36.91	29.16	-0.0031	-0.0016
79	-4.73	-1.35	22.33	1.82	-0.0024	-0.0004	111	6.08	-6.75	36.91	45.56	0.0031	-0.0020
80	-6.08	-1.35	36.91	1.82	-0.0031	-0.0004	112	4.73	-6.75	22.33	45.56	0.0024	-0.0020
81	6.08	-2.70	36.91	7.29	0.0031	-0.0008	113	3.38	-6.75	11.39	45.56	0.0017	-0.0020
82	4.73	-2.70	22.33	7.29	0.0024	-0.0008	114	2.03	-6.75	4.10	45.56	0.0010	-0.0020
83	3.38	-2.70	11.39	7.29	0.0017	-0.0008	115	0.68	-6.75	0.46	45.56	0.0003	-0.0020
84	2.03	-2.70	4.10	7.29	0.0010	-0.0008	116	-0.68	-6.75	0.46	45.56	-0.0003	-0.0020
85	0.68	-2.70	0.46	7.29	0.0003	-0.0008	117	-2.03	-6.75	4.10	45.56	-0.0010	-0.0020
86	-0.68	-2.70	0.46	7.29	-0.0003	-0.0008	118	-3.38	-6.75	11.39	45.56	-0.0017	-0.0020
87	-2.03	-2.70	4.10	7.29	-0.0010	-0.0008	119	-4.73	-6.75	22.33	45.56	-0.0024	-0.0020
88	-3.38	-2.70	11.39	7.29	-0.0017	-0.0008	120	-6.08	-6.75	36.91	45.56	-0.0031	-0.0020
89	-4.73	-2.70	22.33	7.29	-0.0024	-0.0008	121	6.08	-8.10	36.91	65.61	0.0031	-0.0024
90	-6.08	-2.70	36.91	7.29	-0.0031	-0.0008	122	4.73	-8.10	22.33	65.61	0.0024	-0.0024
91	6.08	-4.05	36.91	16.40	0.0031	-0.0012	123	3.38	-8.10	11.39	65.61	0.0017	-0.0024
92	4.73	-4.05	22.33	16.40	0.0024	-0.0012	124	2.03	-8.10	4.10	65.61	0.0010	-0.0024
93	3.38	-4.05	11.39	16.40	0.0017	-0.0012	125	0.68	-8.10	0.46	65.61	0.0003	-0.0024
94	2.03	-4.05	4.10	16.40	0.0010	-0.0012	126	-0.68	-8.10	0.46	65.61	-0.0003	-0.0024
95	0.68	-4.05	0.46	16.40	0.0003	-0.0012	127	-2.03	-8.10	4.10	65.61	-0.0010	-0.0024
96	-0.68	-4.05	0.46	16.40	-0.0003	-0.0012	128	-3.38	-8.10	11.39	65.61	-0.0017	-0.0024
							129	-4.73	-8.10	22.33	65.61	-0.0024	-0.0024
							130	-6.08	-8.10	36.91	65.61	-0.0031	-0.0024

$I_y = \sum X_i^2$ $I_x = \sum Y_i^2$
1954.63 3316.95

progettazione ati:

9.1.11 Sollecitazioni sulla palificata e su singolo palo più sfavorito

Di seguito, le sollecitazioni sulla palificata e sul singolo palo maggiormente sfavorito (più distante dall'asse neutro di pressoflessione deviata). Per "Nmax+Mmax" si intende associato il massimo carico assiale alle massime sollecitazioni flettenti. Viceversa, per "Nmin+Mmax" si intende associato il minimo valore del carico assiale alle massime sollecitazioni flettenti.

Valori di progetto delle sollecitazioni sull'intradosso del dado di fondazione							Sollecitazioni su testa palo			
Tipo	Comb.	N	M _{long}	M _{trassv}	H _{trassv}	H _{long}	P _{L,max}	P _{L,min}	M _{L,max}	V _{L,max}
1) Nmax+Mmax	SLU_00	54481	50068	20448	990	13740	624.6	213.5	121.9	106.0
1) Nmax+Mmax	SLU_01	58126	62692	32768	630	13680	722.0	172.3	121.1	105.3
1) Nmax+Mmax	SLU_02	57046	62166	11934	765	14085	661.2	216.5	124.8	108.5
1) Nmax+Mmax	SLU_03	57046	58804	13279	603	13680	654.0	223.6	121.1	105.3
1) Nmax+Mmax	SLU_04	56404	56994	15942	990	13740	649.9	217.8	121.9	106.0
1) Nmax+Mmax	SLU_05	57046	60796	12557	690	13920	658.4	219.2	123.3	107.2
1) Nmax+Mmax	SLU_06	58126	61945	24321	90	13590	699.0	195.2	120.2	104.5
1) Nmax+Mmax	SLU_07	57046	61419	3487	225	13995	638.2	239.4	123.8	107.7
1) Nmax+Mmax	SLU_08	57046	58057	4832	63	13590	631.1	246.6	120.2	104.5
1) Nmax+Mmax	SLU_09	57046	58057	4608	90	13590	630.5	247.1	120.2	104.5
1) Nmax+Mmax	SLU_10	57046	60049	4110	150	13830	635.5	242.1	122.3	106.4
1) Nmax+Mmax	SLU_16	52871	31601	18779	990	10687	550.8	262.6	94.9	82.6
1) Nmax+Mmax	SLU_17	56516	44225	31100	630	10627	648.1	221.3	94.2	81.9
1) Nmax+Mmax	SLU_18	55436	43698	13602	765	11032	595.5	257.4	97.8	85.1
1) Nmax+Mmax	SLU_19	55436	40337	14947	603	10627	588.3	264.6	94.2	81.9
1) Nmax+Mmax	SLU_20	54794	38526	17610	990	10687	584.2	258.8	94.9	82.6
1) Nmax+Mmax	SLU_21	55436	42329	14225	690	10867	592.7	260.1	96.3	83.8
1) Nmax+Mmax	SLU_22	56516	43478	22653	90	10537	625.2	244.3	93.2	81.1
1) Nmax+Mmax	SLU_23	55436	42951	5155	225	10942	572.5	280.3	96.8	84.2
1) Nmax+Mmax	SLU_24	55436	39590	6500	63	10537	565.3	287.5	93.2	81.1
1) Nmax+Mmax	SLU_25	55436	39590	6276	90	10537	564.8	288.1	93.2	81.1
1) Nmax+Mmax	SLU_26	55436	41582	5778	150	10777	569.8	283.1	95.3	82.9
2) Nmax+ Mmin	SLU_00	54481	47578	7709	990	13740	585.8	252.4	121.9	106.0
2) Nmax+ Mmin	SLU_01	58126	61198	15874	630	13680	676.1	218.2	121.1	105.3
2) Nmax+ Mmin	SLU_02	57046	60672	4960	765	14085	639.5	238.1	124.8	108.5
2) Nmax+ Mmin	SLU_03	57046	57310	3615	603	13680	625.8	251.9	121.1	105.3
2) Nmax+ Mmin	SLU_04	56404	54504	12215	990	13740	633.1	234.7	121.9	106.0
2) Nmax+ Mmin	SLU_05	57046	59302	4337	690	13920	633.7	243.9	123.3	107.2
2) Nmax+ Mmin	SLU_06	58126	61945	24321	90	13590	699.0	195.2	120.2	104.5
2) Nmax+ Mmin	SLU_07	57046	61419	3487	225	13995	638.2	239.4	123.8	107.7
2) Nmax+ Mmin	SLU_08	57046	58057	4832	63	13590	631.1	246.6	120.2	104.5
2) Nmax+ Mmin	SLU_09	57046	58057	4608	90	13590	630.5	247.1	120.2	104.5
2) Nmax+ Mmin	SLU_10	57046	60049	4110	150	13830	635.5	242.1	122.3	106.4
2) Nmax+ Mmin	SLU_16	52871	29111	9377	990	10687	520.1	293.3	94.9	82.6
2) Nmax+ Mmin	SLU_17	56516	42731	14206	630	10627	602.2	267.2	94.2	81.9
2) Nmax+ Mmin	SLU_18	55436	42204	3292	765	11032	565.6	287.2	97.8	85.1
2) Nmax+ Mmin	SLU_19	55436	38843	1947	603	10627	551.9	300.9	94.2	81.9
2) Nmax+ Mmin	SLU_20	54794	36036	10547	990	10687	559.3	283.7	94.9	82.6
2) Nmax+ Mmin	SLU_21	55436	40835	2669	690	10867	559.9	293.0	96.3	83.8
2) Nmax+ Mmin	SLU_22	56516	43478	22653	90	10537	625.2	244.3	93.2	81.1
2) Nmax+ Mmin	SLU_23	55436	42951	5155	225	10942	572.5	280.3	96.8	84.2
2) Nmax+ Mmin	SLU_24	55436	39590	6500	63	10537	565.3	287.5	93.2	81.1
2) Nmax+ Mmin	SLU_25	55436	39590	6276	90	10537	564.8	288.1	93.2	81.1
2) Nmax+ Mmin	SLU_26	55436	41582	5778	150	10777	569.8	283.1	95.3	82.9
3) Nmin + Mmax	SLU_00	54481	50068	20448	990	13740	624.6	213.5	121.9	106.0
3) Nmin + Mmax	SLU_01	58126	62692	32768	630	13680	722.0	172.3	121.1	105.3
3) Nmin + Mmax	SLU_02	57046	62166	11934	765	14085	661.2	216.5	124.8	108.5
3) Nmin + Mmax	SLU_03	57046	58804	13279	603	13680	654.0	223.6	121.1	105.3
3) Nmin + Mmax	SLU_04	56404	56994	15942	990	13740	649.9	217.8	121.9	106.0
3) Nmin + Mmax	SLU_05	57046	60796	12557	690	13920	658.4	219.2	123.3	107.2
3) Nmin + Mmax	SLU_06	58126	61945	24321	90	13590	699.0	195.2	120.2	104.5
3) Nmin + Mmax	SLU_07	57046	61419	3487	225	13995	638.2	239.4	123.8	107.7
3) Nmin + Mmax	SLU_08	57046	58057	4832	63	13590	631.1	246.6	120.2	104.5
3) Nmin + Mmax	SLU_09	57046	58057	4608	90	13590	630.5	247.1	120.2	104.5
3) Nmin + Mmax	SLU_10	57046	60049	4110	150	13830	635.5	242.1	122.3	106.4
3) Nmin + Mmax	SLU_16	52871	31601	18779	990	10687	550.8	262.6	94.9	82.6
3) Nmin + Mmax	SLU_17	56516	44225	31100	630	10627	648.1	221.3	94.2	81.9
3) Nmin + Mmax	SLU_18	55436	43698	13602	765	11032	595.5	257.4	97.8	85.1
3) Nmin + Mmax	SLU_19	55436	40337	14947	603	10627	588.3	264.6	94.2	81.9
3) Nmin + Mmax	SLU_20	54794	38526	17610	990	10687	584.2	258.8	94.9	82.6
3) Nmin + Mmax	SLU_21	55436	42329	14225	690	10867	592.7	260.1	96.3	83.8
3) Nmin + Mmax	SLU_22	56516	43478	22653	90	10537	625.2	244.3	93.2	81.1
3) Nmin + Mmax	SLU_23	55436	42951	5155	225	10942	572.5	280.3	96.8	84.2
3) Nmin + Mmax	SLU_24	55436	39590	6500	63	10537	565.3	287.5	93.2	81.1
3) Nmin + Mmax	SLU_25	55436	39590	6276	90	10537	564.8	288.1	93.2	81.1
3) Nmin + Mmax	SLU_26	55436	41582	5778	150	10777	569.8	283.1	95.3	82.9

progettazione ati:

Valori di progetto delle sollecitazioni sull'intradosso del dado di fondazione							Sollecitazioni su testa palo			
Tipo	Comb.	N	M _{long}	M _{trav}	H _{trav}	H _{long}	P _{i,max}	P _{i,min}	M _{i,max}	V _{i,max}
Nmin + Mmax	SLV_01	40123	13875	5164	0	5363	364.4	252.9	47.4	41.3
Nmin + Mmax	SLV_02	41385	10455	6826.5	0	5363	367.5	269.2	47.4	41.3
Nmin + Mmax	SLV_03	40123	116582	15838	1350	26001	709.6	-92.4	230.3	200.3
Nmax + Mmax	SLV_01	41123	13875	5164	0	5363	372.1	260.6	47.4	41.3
Nmax + Mmax	SLV_02	41385	10455	6826.5	0	5363	367.5	269.2	47.4	41.3
Nmax + Mmax	SLV_03	41123	116582	15838	1350	26001	717.3	-84.7	230.3	200.3

NOTA: i valori delle sollecitazioni taglianti e assiali sono in kN (questi ultimi positivi se di compressione), i valori dei momenti flettenti sono in kNm.

Valori di progetto delle sollecitazioni sull'intradosso del dado di fondazione							Sollecitazioni su testa palo			
Tipo	Comb.	N	M _{long}	M _{trav}	H _{trav}	H _{long}	P _{i,max}	P _{i,min}	M _{i,max}	V _{i,max}
Nmin + Mmax	SLEr_00	40323	38218	13973	660	10517	463.1	157.3	93.2	81.1
Nmin + Mmax	SLEr_01	43023	47606	23516	420	10477	536.3	125.6	92.8	80.7
Nmin + Mmax	SLEr_02	42223	47216	2918	520	10777	478.7	170.9	95.4	83.0
Nmin + Mmax	SLEr_03	42223	44726	1922	400	10477	468.5	181.1	92.7	80.6
Nmin + Mmax	SLEr_04	41748	43348	7875	660	10517	475.1	167.2	93.2	81.1
Nmin + Mmax	SLEr_05	42223	46054	2420	460	10637	473.8	175.7	94.2	81.9
Nmin + Mmax	SLEr_06	43023	47108	17885	60	10417	521.0	140.9	92.1	80.1
Nmin + Mmax	SLEr_07	42223	46718	-2714	160	10717	476.6	173.0	94.8	82.4
Nmin + Mmax	SLEr_08	42223	44228	-3710	40	10417	471.3	178.3	92.1	80.1
Nmin + Mmax	SLEr_09	42223	44228	-3544	60	10417	470.9	178.7	92.1	80.1
Nmin + Mmax	SLEr_10	42223	45556	-3212	100	10577	474.2	175.4	93.6	81.4
Nmin + Mmax	SLEr_16	40323	38218	13973	660	10517	463.1	157.3	93.2	81.1
Nmin + Mmax	SLEr_17	43023	47606	23516	420	10477	536.3	125.6	92.8	80.7
Nmin + Mmax	SLEr_18	42223	47216	2918	520	10777	478.7	170.9	95.4	83.0
Nmin + Mmax	SLEr_19	42223	44726	1922	400	10477	468.5	181.1	92.7	80.6
Nmin + Mmax	SLEr_20	41748	43348	7875	660	10517	475.1	167.2	93.2	81.1
Nmin + Mmax	SLEr_21	42223	46054	2420	460	10637	473.8	175.7	94.2	81.9
Nmin + Mmax	SLEr_22	43023	47108	17885	60	10417	521.0	140.9	92.1	80.1
Nmin + Mmax	SLEr_23	42223	46718	-2714	160	10717	476.6	173.0	94.8	82.4
Nmin + Mmax	SLEr_24	42223	44228	-3710	40	10417	471.3	178.3	92.1	80.1
Nmin + Mmax	SLEr_25	42223	44228	-3544	60	10417	470.9	178.7	92.1	80.1
Nmin + Mmax	SLEr_26	42223	45556	-3212	100	10577	474.2	175.4	93.6	81.4
Nmax + Mmax	SLEr_00	40323	38218	13973	660	10517	463.1	157.3	93.2	81.1
Nmax + Mmax	SLEr_01	43023	47606	23516	420	10477	536.3	125.6	92.8	80.7
Nmax + Mmax	SLEr_02	42223	47216	2918	520	10777	478.7	170.9	95.4	83.0
Nmax + Mmax	SLEr_03	42223	44726	1922	400	10477	468.5	181.1	92.7	80.6
Nmax + Mmax	SLEr_04	41748	43348	7875	660	10517	475.1	167.2	93.2	81.1
Nmax + Mmax	SLEr_05	42223	46054	2420	460	10637	473.8	175.7	94.2	81.9
Nmax + Mmax	SLEr_06	43023	47108	17885	60	10417	521.0	140.9	92.1	80.1
Nmax + Mmax	SLEr_07	42223	46718	-2714	160	10717	476.6	173.0	94.8	82.4
Nmax + Mmax	SLEr_08	42223	44228	-3710	40	10417	471.3	178.3	92.1	80.1
Nmax + Mmax	SLEr_09	42223	44228	-3544	60	10417	470.9	178.7	92.1	80.1
Nmax + Mmax	SLEr_10	42223	45556	-3212	100	10577	474.2	175.4	93.6	81.4
Nmax + Mmax	SLEr_16	40323	38218	13973	660	10517	463.1	157.3	93.2	81.1
Nmax + Mmax	SLEr_17	43023	47606	23516	420	10477	536.3	125.6	92.8	80.7
Nmax + Mmax	SLEr_18	42223	47216	2918	520	10777	478.7	170.9	95.4	83.0
Nmax + Mmax	SLEr_19	42223	44726	1922	400	10477	468.5	181.1	92.7	80.6
Nmax + Mmax	SLEr_20	41748	43348	7875	660	10517	475.1	167.2	93.2	81.1
Nmax + Mmax	SLEr_21	42223	46054	2420	460	10637	473.8	175.7	94.2	81.9
Nmax + Mmax	SLEr_22	43023	47108	17885	60	10417	521.0	140.9	92.1	80.1
Nmax + Mmax	SLEr_23	42223	46718	-2714	160	10717	476.6	173.0	94.8	82.4
Nmax + Mmax	SLEr_24	42223	44228	-3710	40	10417	471.3	178.3	92.1	80.1
Nmax + Mmax	SLEr_25	42223	44228	-3544	60	10417	470.9	178.7	92.1	80.1
Nmax + Mmax	SLEr_26	42223	45556	-3212	100	10577	474.2	175.4	93.6	81.4

NOTA: Per "Nmax+Mmax" si intende associato il massimo carico assiale alle massime sollecitazioni flettenti. Viceversa, per "Nmin+Mmax" si intende associato il minimo valore del carico assiale alle massime sollecitazioni flettenti.

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

Valori di progetto delle sollecitazioni sull'intradosso del dado di fondazione							Sollecitazioni su testa palo			
Tipo	Comb.	N	M _{long}	M _{trav}	H _{trav}	H _{long}	P _{i,max}	P _{i,min}	M _{i,max}	V _{i,max}
Nmin + Mmax	SLEqp_00	40323	36226	13475	600	10277	455.7	164.7	91.1	79.2
Nmin + Mmax	SLEqp_01	43023	45116	17387	0	10177	513.6	148.3	90.0	78.3
Nmin + Mmax	SLEqp_02	42223	44726	-3212	100	10477	471.6	177.9	92.7	80.6
Nmin + Mmax	SLEqp_03	42223	42236	-4208	-20	10177	466.3	183.2	90.0	78.3
Nmin + Mmax	SLEqp_04	40323	36226	13475	600	10277	455.7	164.7	91.1	79.2
Nmin + Mmax	SLEqp_05	42223	45556	-3212	100	10577	474.2	175.4	93.6	81.4
Nmin + Mmax	SLEqp_06	43023	45116	17387	0	10177	513.6	148.3	90.0	78.3
Nmin + Mmax	SLEqp_07	42223	44726	-3212	100	10477	471.6	177.9	92.7	80.6
Nmin + Mmax	SLEqp_08	42223	42236	-4208	-20	10177	466.3	183.2	90.0	78.3
Nmin + Mmax	SLEqp_09	42223	42236	-4042	0	10177	465.9	183.6	90.0	78.3
Nmin + Mmax	SLEqp_10	42223	45556	-3212	100	10577	474.2	175.4	93.6	81.4
Nmin + Mmax	SLEqp_16	40323	36226	13475	600	10277	455.7	164.7	91.1	79.2
Nmin + Mmax	SLEqp_17	43023	45116	17387	0	10177	513.6	148.3	90.0	78.3
Nmin + Mmax	SLEqp_18	42223	44726	-3212	100	10477	471.6	177.9	92.7	80.6
Nmin + Mmax	SLEqp_19	42223	42236	-4208	-20	10177	466.3	183.2	90.0	78.3
Nmin + Mmax	SLEqp_20	40323	36226	13475	600	10277	455.7	164.7	91.1	79.2
Nmin + Mmax	SLEqp_21	42223	45556	-3212	100	10577	474.2	175.4	93.6	81.4
Nmin + Mmax	SLEqp_22	43023	45116	17387	0	10177	513.6	148.3	90.0	78.3
Nmin + Mmax	SLEqp_23	42223	44726	-3212	100	10477	471.6	177.9	92.7	80.6
Nmin + Mmax	SLEqp_24	42223	42236	-4208	-20	10177	466.3	183.2	90.0	78.3
Nmin + Mmax	SLEqp_25	42223	42236	-4042	0	10177	465.9	183.6	90.0	78.3
Nmin + Mmax	SLEqp_26	42223	45556	-3212	100	10577	474.2	175.4	93.6	81.4
Nmax + Mmax	SLEqp_00	40323	36226	13475	600	10277	455.7	164.7	91.1	79.2
Nmax + Mmax	SLEqp_01	43023	45116	17387	0	10177	513.6	148.3	90.0	78.3
Nmax + Mmax	SLEqp_02	42223	44726	-3212	100	10477	471.6	177.9	92.7	80.6
Nmax + Mmax	SLEqp_03	42223	42236	-4208	-20	10177	466.3	183.2	90.0	78.3
Nmax + Mmax	SLEqp_04	40323	36226	13475	600	10277	455.7	164.7	91.1	79.2
Nmax + Mmax	SLEqp_05	42223	45556	-3212	100	10577	474.2	175.4	93.6	81.4
Nmax + Mmax	SLEqp_06	43023	45116	17387	0	10177	513.6	148.3	90.0	78.3
Nmax + Mmax	SLEqp_07	42223	44726	-3212	100	10477	471.6	177.9	92.7	80.6
Nmax + Mmax	SLEqp_08	42223	42236	-4208	-20	10177	466.3	183.2	90.0	78.3
Nmax + Mmax	SLEqp_09	42223	42236	-4042	0	10177	465.9	183.6	90.0	78.3
Nmax + Mmax	SLEqp_10	42223	45556	-3212	100	10577	474.2	175.4	93.6	81.4
Nmax + Mmax	SLEqp_16	40323	36226	13475	600	10277	455.7	164.7	91.1	79.2
Nmax + Mmax	SLEqp_17	43023	45116	17387	0	10177	513.6	148.3	90.0	78.3
Nmax + Mmax	SLEqp_18	42223	44726	-3212	100	10477	471.6	177.9	92.7	80.6
Nmax + Mmax	SLEqp_19	42223	42236	-4208	-20	10177	466.3	183.2	90.0	78.3
Nmax + Mmax	SLEqp_20	40323	36226	13475	600	10277	455.7	164.7	91.1	79.2
Nmax + Mmax	SLEqp_21	42223	45556	-3212	100	10577	474.2	175.4	93.6	81.4
Nmax + Mmax	SLEqp_22	43023	45116	17387	0	10177	513.6	148.3	90.0	78.3
Nmax + Mmax	SLEqp_23	42223	44726	-3212	100	10477	471.6	177.9	92.7	80.6
Nmax + Mmax	SLEqp_24	42223	42236	-4208	-20	10177	466.3	183.2	90.0	78.3
Nmax + Mmax	SLEqp_25	42223	42236	-4042	0	10177	465.9	183.6	90.0	78.3
Nmax + Mmax	SLEqp_26	42223	45556	-3212	100	10577	474.2	175.4	93.6	81.4

NOTA: Per "Nmax+Mmax" si intende associato il massimo carico assiale alle massime sollecitazioni flettenti. Viceversa, per "Nmin+Mmax" si intende associato il minimo valore del carico assiale alle massime sollecitazioni flettenti.

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

Valori di progetto delle sollecitazioni sull'intradosso del dado di fondazione							Sollecitazioni su testa palo			
Tipo	Comb.	N	M _{long}	M _{trav}	H _{trav}	H _{long}	P _{i,max}	P _{i,min}	M _{i,max}	V _{i,max}
Nmin + Mmax	SLEf_00	40323	38218	13973	660	10517	463.1	157.3	93.2	81.1
Nmin + Mmax	SLEf_01	43023	47274	19762	180	10437	526.1	135.8	92.3	80.3
Nmin + Mmax	SLEf_02	42223	46884	-836	280	10737	472.5	177.0	95.0	82.6
Nmin + Mmax	SLEf_03	42223	44394	-1832	160	10437	467.2	182.3	92.3	80.3
Nmin + Mmax	SLEf_04	41748	43348	7875	660	10517	475.1	167.2	93.2	81.1
Nmin + Mmax	SLEf_05	42223	45722	-1334	220	10597	470.2	179.4	93.8	81.5
Nmin + Mmax	SLEf_06	43023	47108	17885	60	10417	521.0	140.9	92.1	80.1
Nmin + Mmax	SLEf_07	42223	46718	-2714	160	10717	476.6	173.0	94.8	82.4
Nmin + Mmax	SLEf_08	42223	44228	-3710	40	10417	471.3	178.3	92.1	80.1
Nmin + Mmax	SLEf_09	42223	44228	-3544	60	10417	470.9	178.7	92.1	80.1
Nmin + Mmax	SLEf_10	42223	45556	-3212	100	10577	474.2	175.4	93.6	81.4
Nmin + Mmax	SLEf_16	40323	36890	13641	620	10357	458.1	162.2	91.8	79.8
Nmin + Mmax	SLEf_17	43023	45946	19430	140	10277	521.2	140.7	90.9	79.1
Nmin + Mmax	SLEf_18	42223	45556	-1168	240	10577	469.2	180.3	93.6	81.4
Nmin + Mmax	SLEf_19	42223	43066	-2164	120	10277	463.9	185.7	90.9	79.1
Nmin + Mmax	SLEf_20	41748	42020	7543	620	10357	470.2	172.1	91.8	79.8
Nmin + Mmax	SLEf_21	42223	45722	-1334	220	10597	470.2	179.4	93.8	81.5
Nmin + Mmax	SLEf_22	43023	45780	17553	20	10257	516.1	145.8	90.7	78.9
Nmin + Mmax	SLEf_23	42223	45390	-3046	120	10557	473.3	176.3	93.4	81.2
Nmin + Mmax	SLEf_24	42223	42900	-4042	0	10257	468.0	181.6	90.7	78.9
Nmin + Mmax	SLEf_25	42223	42900	-3876	20	10257	467.6	182.0	90.7	78.9
Nmin + Mmax	SLEf_26	42223	45556	-3212	100	10577	474.2	175.4	93.6	81.4
Nmax + Mmax	SLEf_00	40323	38218	13973	660	10517	463.1	157.3	93.2	81.1
Nmax + Mmax	SLEf_01	43023	47274	19762	180	10437	526.1	135.8	92.3	80.3
Nmax + Mmax	SLEf_02	42223	46884	-836	280	10737	472.5	177.0	95.0	82.6
Nmax + Mmax	SLEf_03	42223	44394	-1832	160	10437	467.2	182.3	92.3	80.3
Nmax + Mmax	SLEf_04	41748	43348	7875	660	10517	475.1	167.2	93.2	81.1
Nmax + Mmax	SLEf_05	42223	45722	-1334	220	10597	470.2	179.4	93.8	81.5
Nmax + Mmax	SLEf_06	43023	47108	17885	60	10417	521.0	140.9	92.1	80.1
Nmax + Mmax	SLEf_07	42223	46718	-2714	160	10717	476.6	173.0	94.8	82.4
Nmax + Mmax	SLEf_08	42223	44228	-3710	40	10417	471.3	178.3	92.1	80.1
Nmax + Mmax	SLEf_09	42223	44228	-3544	60	10417	470.9	178.7	92.1	80.1
Nmax + Mmax	SLEf_10	42223	45556	-3212	100	10577	474.2	175.4	93.6	81.4
Nmax + Mmax	SLEf_16	40323	36890	13641	620	10357	458.1	162.2	91.8	79.8
Nmax + Mmax	SLEf_17	43023	45946	19430	140	10277	521.2	140.7	90.9	79.1
Nmax + Mmax	SLEf_18	42223	45556	-1168	240	10577	469.2	180.3	93.6	81.4
Nmax + Mmax	SLEf_19	42223	43066	-2164	120	10277	463.9	185.7	90.9	79.1
Nmax + Mmax	SLEf_20	41748	42020	7543	620	10357	470.2	172.1	91.8	79.8
Nmax + Mmax	SLEf_21	42223	45722	-1334	220	10597	470.2	179.4	93.8	81.5
Nmax + Mmax	SLEf_22	43023	45780	17553	20	10257	516.1	145.8	90.7	78.9
Nmax + Mmax	SLEf_23	42223	45390	-3046	120	10557	473.3	176.3	93.4	81.2
Nmax + Mmax	SLEf_24	42223	42900	-4042	0	10257	468.0	181.6	90.7	78.9
Nmax + Mmax	SLEf_25	42223	42900	-3876	20	10257	467.6	182.0	90.7	78.9
Nmax + Mmax	SLEf_26	42223	45556	-3212	100	10577	474.2	175.4	93.6	81.4

NOTA: Per "Nmax+Mmax" si intende associato il massimo carico assiale alle massime sollecitazioni flettenti. Viceversa, per "Nmin+Mmax" si intende associato il minimo valore del carico assiale alle massime sollecitazioni flettenti.

progettazione ati:

9.1.12 Involuppi delle massime sollecitazioni sulla palificata (spalla n. A)

Si riportano di seguito le sollecitazioni riferite alla sezione di testa dei pali della palificata. Di seguito, le combinazioni di carico che presentano (nell'ordine) il minimo carico assiale, il massimo carico assiale, il massimo momento longitudinale, il massimo momento trasversale e il massimo taglio vettoriale. Questo per tutte le famiglie di combinazione SLU, SLV, SLE.

Tipo di combinazione	MAX N _{Ed_tot} [kN]	M _{Ed_long_tot} [kNm]	M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	H _{trav_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
1) Nmax+Mmax-SLU_16	52871	31601	18779	990	10687
1) Nmax+Mmax-SLU_01	58126	62692	32768	630	13680
1) Nmax+Mmax-SLU_01	58126	62692	32768	630	13680
1) Nmax+Mmax-SLU_01	58126	62692	32768	630	13680
1) Nmax+Mmax-SLU_02	57046	62166	11934	765	14085
Nmin + Mmax-SLV_01	40123	13875	5164	0	9551
Nmin + Mmax-SLV_02	41385	10455	6827	0	9551
Nmin + Mmax-SLV_03	40123	116582	15838	1350	26001
Nmin + Mmax-SLV_03	40123	116582	15838	1350	26001
Nmin + Mmax-SLV_03	40123	116582	15838	1350	26001
Nmin + Mmax-SLEr_00	40323	38218	13973	-	-
Nmin + Mmax-SLEr_01	43023	47606	23516	-	-
Nmin + Mmax-SLEr_01	43023	47606	23516	-	-
Nmin + Mmax-SLEr_01	43023	47606	23516	-	-
Nmin + Mmax-SLEqp_00	40323	36226	13475	-	-
Nmin + Mmax-SLEqp_01	43023	45116	17387	-	-
Nmin + Mmax-SLEqp_05	42223	45556	-3212	-	-
Nmin + Mmax-SLEqp_01	43023	45116	17387	-	-
Nmin + Mmax-SLEf_00	40323	38218	13973	-	-
Nmin + Mmax-SLEf_01	43023	47274	19762	-	-
Nmin + Mmax-SLEf_01	43023	47274	19762	-	-
Nmin + Mmax-SLEf_01	43023	47274	19762	-	-

9.1.13 Involuppi delle massime sollecitazioni su palo maggiormente cementato

Palificata con numero di pali pari a:

$$N_{\text{pali}} = 130$$

Interasse palificata (dir. y-y):

$$i_y = 1.35 \text{ m (trasversalmente ad asse tracciato)}$$

Interasse palificata (dir. x-x):

$$i_x = 1.35 \text{ m (parallelamente ad asse tracciato)}$$

NOTA: valori negativi dei carichi assiali sono da considerarsi sollecitazioni di trazione. I valori dei carichi assiali non tengono conto dei pesi propri del palo.

Nmax + Mmax-SLV_03

Carico assiale su palo (SLV)

$$P_{i,SLV} = 717.3 \text{ kN}$$

Taglio massimo su palo (SLV):

$$V_{i,SLV} = 200.3 \text{ kN}$$

Sollecitazione flettente in testa al palo (SLV):

$$M_{i,SLV} = r_t \times V_{i,SLV} = 230.3 \text{ kNm}$$

Nmin + Mmax-SLV_03

Carico assiale su palo (SLV)

$$P_{i,SLV} = -92.4 \text{ kN}$$

Taglio massimo su palo (SLV):

$$V_{i,SLV} = 200.3 \text{ kN}$$

Sollecitazione flettente in testa al palo (SLV):

$$M_{i,SLV} = r_t \times V_i = 230.3 \text{ kNm}$$

Nmin + Mmax-SLV_03

Carico assiale su palo (SLV)

$$P_{i,SLV} = -92.4 \text{ kN}$$

Taglio massimo su palo (SLV):

$$V_{i,SLV} = 200.3 \text{ kN}$$

Sollecitazione flettente in testa al palo (SLV):

$$M_{i,SLV} = r_t \times V_i = 230.3 \text{ kNm}$$

Nmin + Mmax-SLV_03

Carico assiale su palo (SLV)

$$P_{i,SLV} = -92.4 \text{ kN}$$

Taglio massimo su palo (SLV):

$$V_{i,SLV} = 200.3 \text{ kN}$$

Sollecitazione flettente in testa al palo (SLV):

$$M_{i,SLV} = r_t \times V_i = 230.3 \text{ kNm}$$

1) Nmax+Mmax-SLU_01

Carico assiale su palo (SLU)

$$P_{i,SLU} = 722.0 \text{ kN}$$

progettazione ati:

Taglio massimo su palo (SLU):	$V_{i,SLU} = 105.3 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLU):	$M_{i,SLU} = r_t \times V_{i,SLU} = 121.1 \text{ kNm}$
1) Nmax+Mmax-SLU_01	
Carico assiale su palo (SLU)	$P_{i,SLU} = 172.3 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLU):	$V_{i,SLU} = 105.3 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLU):	$M_{i,SLU} = r_t \times V_{i,SLU} = 121.1 \text{ kNm}$
1) Nmax+Mmax-SLU_02	
Carico assiale su palo (SLU)	$P_{i,SLU} = 216.5 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLU):	$V_{i,SLU} = 108.5 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLU):	$M_{i,SLU} = r_t \times V_{i,SLU} = 124.8 \text{ kNm}$
1) Nmax+Mmax-SLU_02	
Carico assiale su palo (SLU)	$P_{i,SLU} = 216.5 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLU):	$V_{i,SLU} = 108.5 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLU):	$M_{i,SLU} = r_t \times V_{i,SLU} = 124.8 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEr_01	
Carico assiale su palo (SLE-rara)	$P_{i,SLE-rara} = 536.3 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-rara):	$V_{i,SLE-rara} = 80.7 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLE-rara):	$M_{i,SLE-rara} = r_t \times V_{i,SLE-rara} = 92.8 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEr_01	
Carico assiale su palo (SLE-rara)	$P_{i,SLE-rara} = 125.6 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-rara):	$V_{i,SLE-rara} = 80.7 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLE-rara):	$M_{i,SLE-rara} = r_t \times V_{i,SLU} = 92.8 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEr_02	
Carico assiale su palo (SLE-rara)	$P_{i,SLE-rara} = 170.9 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-rara):	$V_{i,SLE-rara} = 83.0 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLE-rara):	$M_{i,SLE-rara} = r_t \times V_{i,SLU} = 95.4 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEq_01	
Carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,SLE-qperm} = 170.9 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-qperm):	$V_{i,SLE-qperm} = 83.0 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-qperm):	$M_{i,SLE-qperm} = r_t \times V_{i,SLE-qperm} = 95.4 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEqp_01	
Carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,SLE-qperm} = 513.6 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-qperm):	$V_{i,SLE-qperm} = 78.3 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-qperm):	$M_{i,SLE-qperm} = r_t \times V_{i,SLE-qperm} = 90.0 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEqp_01	
Carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,SLE-qperm} = 148.3 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-qperm):	$V_{i,SLE-qperm} = 78.3 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-qperm):	$M_{i,SLE-qperm} = r_t \times V_{i,SLE-qperm} = 90.0 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEqp_05	
Carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,SLE-qperm} = 175.4 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-qperm):	$V_{i,SLE-qperm} = 81.4 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-qperm):	$M_{i,SLE-qperm} = r_t \times V_{i,SLE-qperm} = 93.6 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEqp_05	
Carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,SLE-qperm} = 175.4 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-qperm):	$V_{i,SLE-qperm} = 81.4 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-qperm):	$M_{i,SLE-qperm} = r_t \times V_{i,SLE-qperm} = 93.6 \text{ kNm}$
Nmin + Mmax-SLEf_01	
Carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,SLE-freq} = 526.1 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-freq):	$V_{i,SLE-freq} = 80.3 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-freq):	$M_{i,SLE-freq} = r_t \times V_{i,SLE-freq} = 92.3 \text{ kNm}$

progettazione ati:

Nmin + Mmax-SLEf_01

Carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,SLE-freq} = 135.8 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-freq):	$V_{i,SLE-freq} = 80.3 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-freq):	$M_{i,SLE-freq} = r_t \times V_{i,SLE-freq} = 92.3 \text{ kNm}$

Nmin + Mmax-SLEf_02

Carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,SLE-freq} = 177.0 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-freq):	$V_{i,SLE-freq} = 82.6 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-freq):	$M_{i,SLE-freq} = r_t \times V_{i,SLE-freq} = 95.0 \text{ kNm}$

Nmin + Mmax-SLEf_02

Carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,SLE-freq} = 177.0 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-freq):	$V_{i,SLE-freq} = 82.6 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-freq):	$M_{i,SLE-freq} = r_t \times V_{i,SLE-freq} = 95.0 \text{ kNm}$

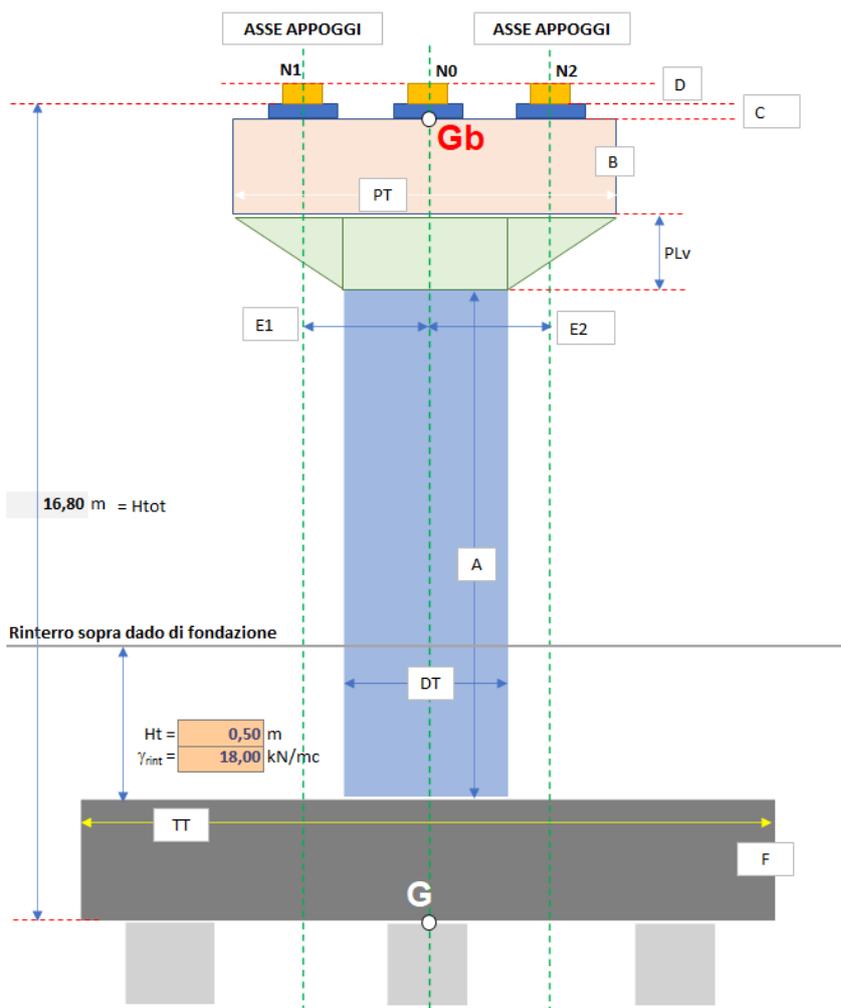
progettazione ati:

10 GEOMETRIE ELEMENTI STRUTTURALI: PILA 1

NOTA: si esegue la verifica della geometria e dei carichi della sola pila 1, essendo la pila 2 simile ma inferiore in altezza.

10.1 Geometria pila: schemi grafici qualitativi

Schema qualitativo della sezione della pila (asse baggioli) trasversalmente all'asse tracciato. Il numero di appoggi riportato nello schema è puramente indicativo.

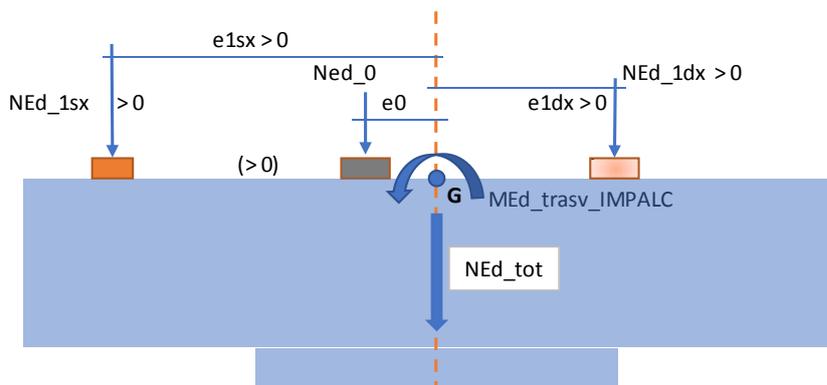


(sezione verticale, trasversale asse appoggi)

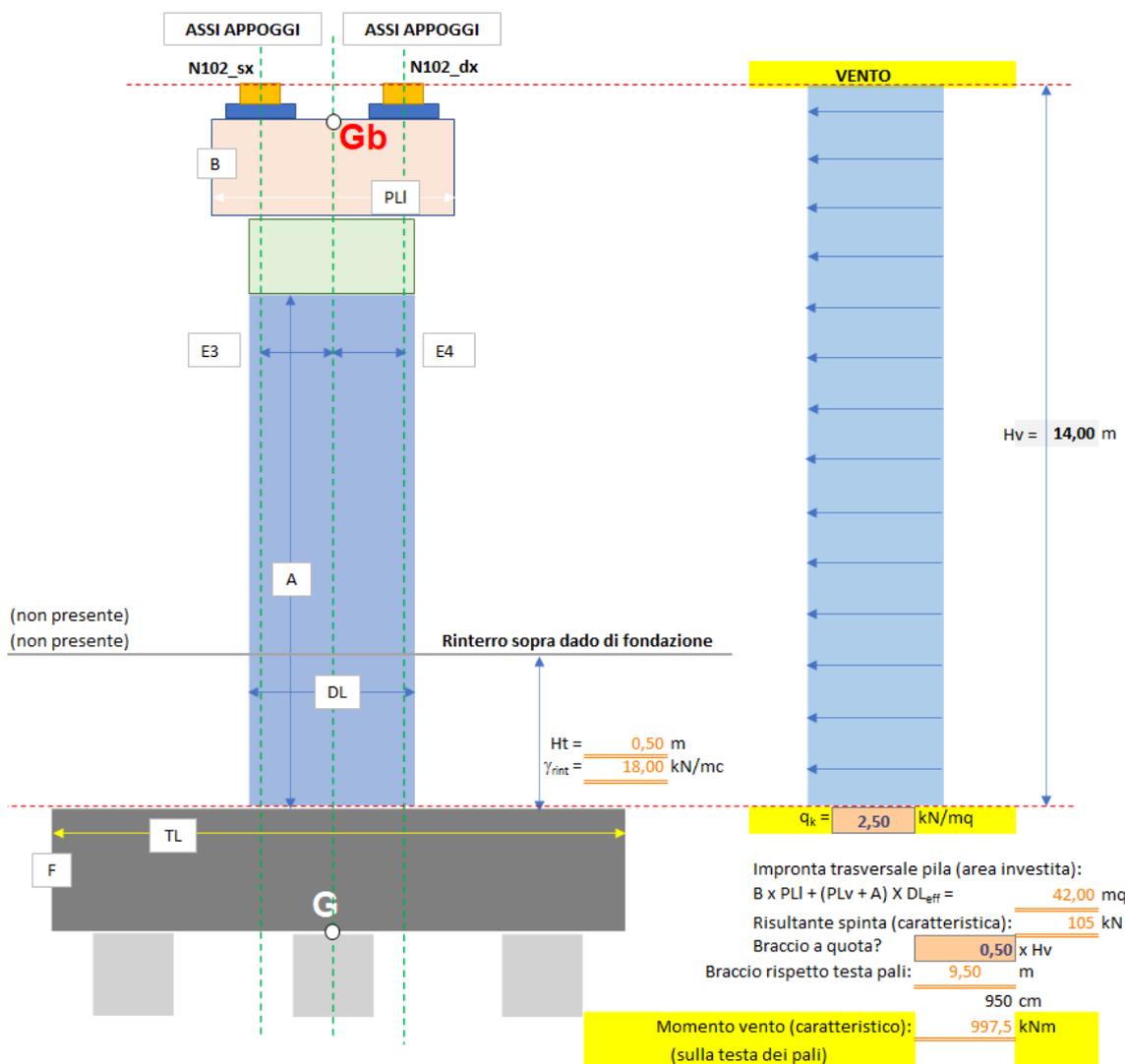
10.1.1 Geometria appoggi

Numero di appoggi (effettivo) per singola fila:	2 (per pila, sopra testa pulvino)
Numero di file:	1 (sopra testa singolo pulvino)
Numero di appoggi:	2 (complessivi sopra singolo pulvino)
Distanza appoggio "1 sx" da baricentro pulvino:	$e1sx = 400$ cm
Distanza appoggio "0" (baricentro appoggi lat.):	$e0 = 0$ cm (coincidente con baricentro coppia appoggi)
Distanza appoggio "1 dx" da baricentro pilvino:	$e1dx = 400$ cm

progettazione ati:



(Sezione schema qualitativo disposizione appoggi rispetto baricentro pulvino).



(sezione verticale longitudinale, parallela ad asse tracciato)

10.1.2 Dimensioni geometriche pila

Altezza soletta fondazione: $F = 250 \text{ cm}$
 Altezza canna (fusto pila): $A = 920 \text{ cm}$

progettazione ati:

Altezza volume di pulvino a sezione variabile:	PLV = 338 cm
Altezza volume di pulvino a sezione costante:	B = 142 cm
Larghezza volume pulvino a sezione costante:	PT = 1000 cm (trasversalmente)
Larghezza pulvino a sezione costante:	PLI = 300 cm (longitudinalmente, parallelamente all'asse tracciato)
Altezza baggioli (valore medio riferimento):	C = 30 cm
Altezza apparecchio di appoggio:	D = 20 cm
Dimensione in pianta baggiolo (dir. trasv.):	Abt = 130 cm
Dimensione in pianta baggiolo (dir. long.):	Abl = 130 cm
Distanza baricentro baggioli da baric. testa pali:	G-Gb = 0 m (// ad asse tracciato)
Numero complessivo di appoggi/pulvino:	nb = 2
Larghezza trasversale canna:	DT = 450 cm (sez. di area trasversale equivalente)
Larghezza longitudinale canna:	DL = 300 cm (sez. di area longitudinale equivalente)
Larghezza impronta (equivalente) per vento:	DL _{eff} = 300 cm
Larghezza platea (trasver. asse tracciato):	TT = 1400 cm
Lunghezza platea (longitud. // asse tracc.):	TL = 1100 cm
Distanza appoggi N1_sx da asse pila:	Es1 = 400 cm
Distanza appoggi N2_sx da asse pila:	Es2 = 400 cm
Distanza appoggi N1_dx da asse pila:	Ed1 = 0 cm (non presente)
Distanza appoggi N2_dx da asse pila:	Ed2 = 0 cm (non presente)
Distanza fila N102_sx da asse pila:	E3 = 0 cm (// ad asse tracciato)
Distanza fila N102_dx da asse pila:	E4 = 0 cm (// ad asse tracciato)

10.1.3 Dati geotecnici e sismici dei terreni

Accelerazione normalizzata:	$a_g/g = 0,226$
Coefficiente amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1,173$
Coefficiente amplificazione topografica:	$S_T = 1,000$
Coeff. di riduzione max. accelerazione attesa:	$\beta_m = 1,00$
Peso specifico terreno tal quale:	$\gamma = 18,00$ (valore medio di riferimento)
Angolo di attrito interno terreno:	$\phi = 35^\circ$
Coefficiente orizzontale:	$k_h = \beta_m S_S S_T a_g/g = 0,265$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2)
Coefficiente verticale:	$k_v = 0,5k_h = 0,133$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2.1)
Altezza terreno di rinterro (platea pila):	Ht = 0,50 m

10.1.4 Distribuzione masse elementi pila

Si considerano i pesi delle masse dei vari elementi strutturali costituenti la pila (ad esclusione delle masse dei pali). Il braccio di tali risultanti viene misurato dal piano orizzontale per il baricentro G (si veda schema alla pagina precedente).

Tipologia elemento pila	Pesi [kN]
Soletta fondazione	$F \times TT \times TL = 385,0$
Canna (fusto pila)	$A \times DT \times DL \times \alpha_{pila} = 120,1$
Pulvino (profilo variabile)	$DT \times DL \times PLV + (PT - DT) \times PLV \times DL \alpha_{pulv_inf} = 64,2$
Pulvino (profilo costante)	$PT \times PLI \times B \times \beta = 42,6$
Baggioli	$nb \times Abt \times Abl \times C = 1,0$
Peso terreno di rinterro (escluso sovraccarico) ^(*)	$(Ht \times TT \times TL \times \gamma_{rint}) - (DT \times DL \times Ht \times \gamma_{cls}) = 1217,3$

(*) L'effetto del rinterro è stato considerato come solo aggravio delle sollecitazioni assiali di compressione sulla palificata.

Coefficiente di ragguglio sezione fusto pila:	$\alpha_{pila} = 0,967$
Coefficiente di ragguglio pulvino (parte inf.):	$\alpha_{pulv_inf} = 1,000$
Coefficiente di ragguglio pulvino (parte sup.):	$\beta = 1,000$
Peso proprio pila (fusto, pulvino, baggioli):	5697 kN
Peso proprio platea cls (escluso pali):	9625 kN
Peso terreno di rinterro:	1217 kN
Complessivi verticali (pesi):	N ₋ = 15322 kN (escluso rinterro)
Complessivi verticali (pesi):	N ₊ = 16539 kN (compreso rinterro)

progettazione ati:

10.1.5 Distribuzione inerzie sismiche

Si considerano le distribuzioni delle masse sismiche delle varie parti strutturali che costituiscono la pila:

Tipologia elemento spalla	Inerzie sismiche (orizzontali) [kN]	Braccio (verticale) [m]	Momenti da piano orizzontale per G [kNm]
Soletta fondazione	2552	1,25	3189
Canna (fusto pila)	796	7,10	5649
Pulvino (profilo variabile)	426	13,39	5699
Pulvino (profilo costante)	282	15,79	4458
Baggioli	7	16,65	112

Complessivi (orizzontali) inerzie: $V_{h,1} = 4062 \text{ kN}$
 Valore del 30% tagliante in direzione perpend. $0.30 \times V_{h,2} = 1219 \text{ kN}$
 Complessivo tagliante sismico: $V_E = V_{h,1} + 0.30 \times V_{h,2} = 5280 \text{ kN}$
 Complessivi momenti (ribaltanti): $M_{h,1} = 19107 \text{ kNm}$
 Valore del 30% momento in direz. perpend.: $0.30 \times M_{h,2} = 5732 \text{ kNm}$
 Complessivo momento sismico allo spiccato: $M_E = M_{h,1} + 0.30 \times M_{h,2} = 24840 \text{ kNm}$

10.1.6 Sollecitazioni scaricate dagli impalcati

Altezza estradosso baggioli da quota testa palificata: 16,80 m.
 Numero di appoggi per pulvino: 2

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

N_{Ed_tot} scarico complessivo da impalcato su appoggi pulvino pila
 $M_{Ed_trasv_IMPALC}$ momento complessivo trasversale per scarichi impalcato su appoggi
 H_{trasv_IMPALC} risultante carichi trasversali su appoggi pulvino pila
 H_{long_IMPALC} risultante carichi longitudinali su appoggi pulvino pila
 $M_{Ed_Long_sx/dx}$ risultante momenti file baggioli su testa pila (eccentricità longitudinali, parallele ad asse tracciato)^(*)

(*) Valori di $M_{Ed_Long_sx/dx}$ tutti nulli quando è presente una sola fila di baggioli nel piano verticale passante per il baricentro asse pila/palificata.

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della palificata da i 2 appoggi presenti (a quota dell'estradosso dei baggioli). Valori in modulo.

Comb.	MIN N_{Ed_tot} [kN]	MAX N_{Ed_tot} [kN]	$M_{Ed_trasv_IMPALC}$ [kNm] MIN / MAX	H_{trasv_IMPALC} [kN]	H_{long_IMPALC} [kN]	MIN $M_{Ed_Long_sx/dx}$ [kNm]	MAX $M_{Ed_Long_sx/dx}$ [kNm]
SLU_00	19530	19530	-27780 / 9420	990	330	0	0
SLU_01	26618	26618	990 / 23310	630	270	0	0
SLU_02	24390	24390	-50040 / -27720	765	675	0	0
SLU_03	24390	24390	-50040 / -27720	657	270	0	0
SLU_04	24390	24390	-57480 / -20280	990	330	0	0
SLU_05	24390	24390	-50040 / -27720	690	390	0	0
SLU_06	26618	26618	12150 / 12150	90	180	0	0
SLU_07	24390	24390	-38880 / -38880	225	585	0	0
SLU_08	24390	24390	-38880 / -38880	117	180	0	0
SLU_09	24390	24390	-38880 / -38880	90	180	0	0
SLU_10	24390	24390	-38880 / -38880	150	300	0	0
SLU_16	14560	14560	-25400 / 11800	990	330	0	0
SLU_17	21648	21648	3370 / 25690	630	270	0	0
SLU_18	19420	19420	-47660 / -25340	765	675	0	0
SLU_19	19420	19420	-47660 / -25340	657	270	0	0
SLU_20	19420	19420	-55100 / -17900	990	330	0	0
SLU_21	19420	19420	-47660 / -25340	690	390	0	0
SLU_22	21648	21648	14530 / 14530	90	180	0	0
SLU_23	19420	19420	-36500 / -36500	225	585	0	0
SLU_24	19420	19420	-36500 / -36500	117	180	0	0

progettazione ati:

SLU_25	19420	19420	-36500 / -36500	90	180	0	0
SLU_26	19420	19420	-36500 / -36500	150	300	0	0
SLV_01	12750	15650	-7000 / -6600	-	-	0	0
SLV_02	12750	15650	-7000 / -6600	-	-	0	0
SLV_03	-	-	-	500	1600	-	-

NOTA: sollecitazioni flettenti SLU/SLV riferite a quota piano testa pali. (Valori in modulo)

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

$H_{\text{trasv_IMPALC}}$	risultante carichi trasversali su piano testa pali (baricentro)
$M_{\text{trasv_IMPALC}}$	momento complessivo trasversale scarichi impalcato (baric. testa pali)
$H_{\text{long_IMPALC}}$	risultante carichi longitudinali su piano testa pali (bericentro)
$M_{\text{long_IMPALC}}$	momento complessivo longitudin. scarichi impalcato (baric. testa pali)

Altezza dell'estradosso dei baggioli: 16,80 m (a partire dalla quota testa dei pali).

Comb.	$H_{\text{trasv_IMPALC}}$ [kN]	$M_{\text{trasv_IMPALC}}$ [kNm]	$H_{\text{long_IMPALC}}$ [kN]	$M_{\text{long_IMPALC}}$ [kNm]
SLU_00	990	16632	330	5544
SLU_01	630	10584	270	4536
SLU_02	765	12852	675	11340
SLU_03	657	11038	270	4536
SLU_04	990	16632	330	5544
SLU_05	690	11592	390	6552
SLU_06	90	1512	180	3024
SLU_07	225	3780	585	9828
SLU_08	117	1966	180	3024
SLU_09	90	1512	180	3024
SLU_10	150	2520	300	5040
SLU_16	990	16632	330	5544
SLU_17	630	10584	270	4536
SLU_18	765	12852	675	11340
SLU_19	657	11038	270	4536
SLU_20	990	16632	330	5544
SLU_21	690	11592	390	6552
SLU_22	90	1512	180	3024
SLU_23	225	3780	585	9828
SLU_24	117	1966	180	3024
SLU_25	90	1512	180	3024
SLU_26	150	2520	300	5040

SLV_01	-	-	-	0
SLV_02	-	-	-	0
SLV_03	-	8400	1600	26880
SLV_01b	-	-	-	-
SLV_02b	-	-	-	-
SLV_03b	-	8400	1600	26880

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura (tutti i valori sono di progetto):

$\Delta M_{\text{Ed_trasv_IMPALC}}$	quota di momento per eccentricità baric. appoggi da baric. palificata
$N_{\text{Ed_pila}} + N_{\text{sol}}$	valore di progetto carichi verticali pila + platea (su palificata)
$M_{\text{Ed_pila}}(\text{TRASV}); M_{\text{Ed_pila}}(\text{LONG})$	Momenti ribaltanti sismici (comb. SLV)
$H_{\text{Ed_trasv_pila_sisma}}; H_{\text{Ed_long_pila_sisma}}$	Inerzie orizzontali elementi strutturali pila
$M_{\text{Ed_pila}}(\text{TRASV_sisma})$	Momenti ribaltanti inerzie elementi strutturali pila
$H_{\text{TRASV_vento}}$	Tagli allo spiccatto per effetti dei venti (su fusto pila e pulvino)
$M_{\text{TRASV_vento}}$	Momenti allo spiccatto per effetti dei venti (su fusto pila e pulvino)

Si hanno i seguenti dati al contorno:

Eccentricità baricentro appoggi da baricentro palificata: 0,00 m (perpendicolarmente ad asse tracciato)

progettazione ati:

Eccentricità baricentro gruppo baggioli da baricentro palificata: 0,00 m (// ad asse tracciato).

Si riportano i valori delle azioni (kN) e dei momenti flettenti di progetto (kNm) per le combinazioni di carico più significative:

Comb.	MIN ΔM_{Ed} - trasv IMPALC	MAX ΔM_{Ed} - trasv IMPALC	$N_{Ed_pila} +$ N_{sol}	M_{Ed_pila} (TRASV) / M_{Ed_pila} (LONG)	$H_{Ed_trasv_pila_sisma}$ / $H_{Ed_long_pila_sisma}$	H_{TRASV_vento}	M_{TRASV_vento}
SLU_00	0	0	22328	-	-	158	1496
SLU_01	0	0	22328	-	-	95	898
SLU_02	0	0	22328	-	-	-	-
SLU_03	0	0	22328	-	-	-	--
SLU_04	0	0	22328	-	-	-	-
SLU_05	0	0	22328	-	-	-	-
SLU_06	0	0	22328	-	-	-	-
SLU_07	0	0	22328	-	-	-	--
SLU_08	0	0	22328	-	-	-	-
SLU_09	0	0	22328	-	-	-	-
SLU_10	0	0	22328	-	-	-	-
SLU_16	0	0	22328	-	-	142	1347
SLU_17	0	0	22328	-	-	95	898
SLU_18	0	0	22328	-	-	95	898
SLU_19	0	0	22328	-	-	95	898
SLU_20	0	0	22328	-	-	158	1496
SLU_21	0	0	22328	-	-	95	898
SLU_22	0	0	22328	-	-	-	-
SLU_23	0	0	22328	-	-	-	--
SLU_24	0	0	22328	-	-	-	-
SLU_25	0	0	22328	-	-	-	-
SLU_26	0	0	22328	-	-	-	-

SLV_01	0	0	16539	24840 / 0	5280 / 0	-	-
SLV_02	0	0	16539	24840 / 0	5280 / 0	-	-
SLV_03	0	0	16539	24840 / 0	5280 / 0	-	-
SLV_01b	0	0	16539	0 / 24840	0 / 5280	-	-
SLV_02b	0	0	16539	0 / 24840	0 / 5280	-	-
SLV_03b	0	0	16539	0 / 24840	0 / 5280	-	-

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della testa dei pali.

Nelle tabelle a seguire, si è adottata la seguente simbologia (tutti i valori sono di progetto):

N_{Ed_tot}	scarico complessivo azioni verticali
$M_{Ed_trasv_tot}$	momento con asse d'inflessione parallelo all'asse tracciato
M_{long_tot}	momento longitudinale con asse d'inflessione perpend. asse tracciato
H_{trasv_tot}	azione risultante trasversale (perpendicolare) all'asse tracciato
H_{long_tot}	azione risultante parallela all'asse tracciato.

Si ha in particolare:

eccentricità baricentro appoggi da baricentro palificata: 0,00 m (perpendicolarmente asse tracciato)
eccentricità asse baggioli da baricentro testa palificata: 0,00 m (parallelamente asse tracciato).

Comb.	MIN N_{Ed_tot} [kN]	MAX N_{Ed_tot} [kN]	MIN $M_{Ed_trasv_tot}$ [kNm]	MAX $M_{Ed_trasv_tot}$ [kNm]	MIN M_{long_tot} [kNm]	MAX M_{long_tot} [kNm]	H_{trasv_tot} [kN]	H_{long_tot} [kN]
SLU_00	41858	41858	-9652	27548	5544	5544	1148	330
SLU_01	48946	48946	13070	34792	4536	4536	725	270
SLU_02	46718	46718	-37188	-14868	11340	11340	765	675
SLU_03	46718	46718	-39002	-16682	4536	4536	657	270
SLU_04	46718	46718	-40848	-3648	5544	5544	990	330
SLU_05	46718	46718	-38448	-16128	6552	6552	690	390
SLU_06	48946	48946	13662	13662	3024	3024	90	180
SLU_07	46718	46718	-35100	-35100	9828	9828	225	585
SLU_08	46718	46718	-36914	-36914	3024	3024	117	180

progettazione ati:

SLU_09	46718	46718	-37368	-37368	3024	3024	90	180
SLU_10	46718	46718	-36360	-36360	5040	5040	150	300
SLU_16	36888	36888	-7421	29779	5544	5544	1132	330
SLU_17	43976	43976	14852	37172	4536	4536	725	270
SLU_18	41748	41748	-33910	-11590	11340	11340	860	675
SLU_19	41748	41748	-35725	-13405	4536	4536	752	270
SLU_20	41748	41748	-36972	228	5544	5544	1148	330
SLU_21	41748	41748	-35170	-12850	6552	6552	785	390
SLU_22	43976	43976	16042	16042	3024	3024	90	180
SLU_23	41748	41748	-32720	-32720	9828	9828	225	585
SLU_24	41748	41748	-34534	-34534	3024	3024	117	180
SLU_25	41748	41748	-34988	-34988	3024	3024	90	180
SLU_26	41748	41748	-33980	-33980	5040	5040	150	300
SLV_01	29289	32189	17840	18240	0	0	5280	0
SLV_02	29289	32189	17840	18240	0	0	5280	0
SLV_03	29289	32189	33240	33240	26880	26880	5780	1600
SLV_01b	29289	32189	-7000	-6600	24840	24840	0	5280
SLV_02b	29289	32189	-7000	-6600	24840	24840	0	5280
SLV_03b	29289	32189	8400	8400	51720	51720	500	6880

NOTA: Sollecitazioni SLE-rara riferite al baricentro della testa dei pali

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trav_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEr_00	31039	31039	-7115	17686	3696	3696	765	220
SLEr_01	36289	36289	9614	24095	3024	3024	483	180
SLEr_02	34639	34639	-27504	-12624	8064	8064	520	480
SLEr_03	34639	34639	-28848	-13968	3024	3024	440	180
SLEr_04	34639	34639	-30112	-5312	3696	3696	660	220
SLEr_05	34639	34639	-28512	-13632	4368	4368	460	260
SLEr_06	36289	36289	10008	10008	2016	2016	60	120
SLEr_07	34639	34639	-26112	-26112	7056	7056	160	420
SLEr_08	34639	34639	-27456	-27456	2016	2016	80	120
SLEr_09	34639	34639	-27792	-27792	2016	2016	60	120
SLEr_10	34639	34639	-27120	-27120	3360	3360	100	200
SLEr_16	31039	31039	-7514	17287	3696	3696	723	220
SLEr_17	36289	36289	9215	24095	3024	3024	483	180
SLEr_18	34639	34639	-26906	-12026	8064	8064	583	480
SLEr_19	34639	34639	-28250	-13370	3024	3024	503	180
SLEr_20	34639	34639	-29115	-4315	3696	3696	765	220
SLEr_21	34639	34639	-27914	-13034	4368	4368	523	260
SLEr_22	36289	36289	10008	10008	2016	2016	60	120
SLEr_23	34639	34639	-26112	-26112	7056	7056	160	420
SLEr_24	34639	34639	-27456	-27456	2016	2016	80	120
SLEr_25	34639	34639	-27792	-27792	2016	2016	60	120
SLEr_26	34639	34639	-27120	-27120	3360	3360	100	200

NOTA: Sollecitazioni SLE-frequente riferite al baricentro della testa dei pali.

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trav_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEf_00	31039	31039	-7115	17686	3696	3696	765	220
SLEf_01	36289	36289	10542	14704	2352	2352	201	140
SLEf_02	34639	34639	-26576	-21616	7392	7392	280	440
SLEf_03	34639	34639	-27920	-22960	2352	2352	200	140
SLEf_04	34639	34639	-30112	-5312	3696	3696	660	220
SLEf_05	34639	34639	-27584	-22624	3696	3696	220	220
SLEf_06	36289	36289	10008	10008	2016	2016	60	120
SLEf_07	34639	34639	-26112	-26112	7056	7056	160	420

progettazione ati:

SLEf_08	34639	34639	-27456	-27456	2016	2016	80	120
SLEf_09	34639	34639	-27792	-27792	2016	2016	60	120
SLEf_10	34639	34639	-27120	-27120	3360	3360	100	200
SLEf_16	31039	31039	-8585	16216	2352	2352	641	140
SLEf_17	36289	36289	9072	14032	1008	1008	161	60
SLEf_18	34639	34639	-27049	-22089	6048	6048	261	360
SLEf_19	34639	34639	-28393	-23433	1008	1008	181	60
SLEf_20	34639	34639	-29787	-4987	2352	2352	725	140
SLEf_21	34639	34639	-27385	-22425	3696	3696	241	220
SLEf_22	36289	36289	9336	9336	672	672	20	40
SLEf_23	34639	34639	-26784	-26784	5712	5712	120	340
SLEf_24	34639	34639	-28128	-28128	672	672	40	40
SLEf_25	34639	34639	-28464	-28464	672	672	20	40
SLEf_26	34639	34639	-27120	-27120	3360	3360	100	200

NOTA: Sollecitazioni SLE-quasi permanente riferite al baricentro della testa dei pali.

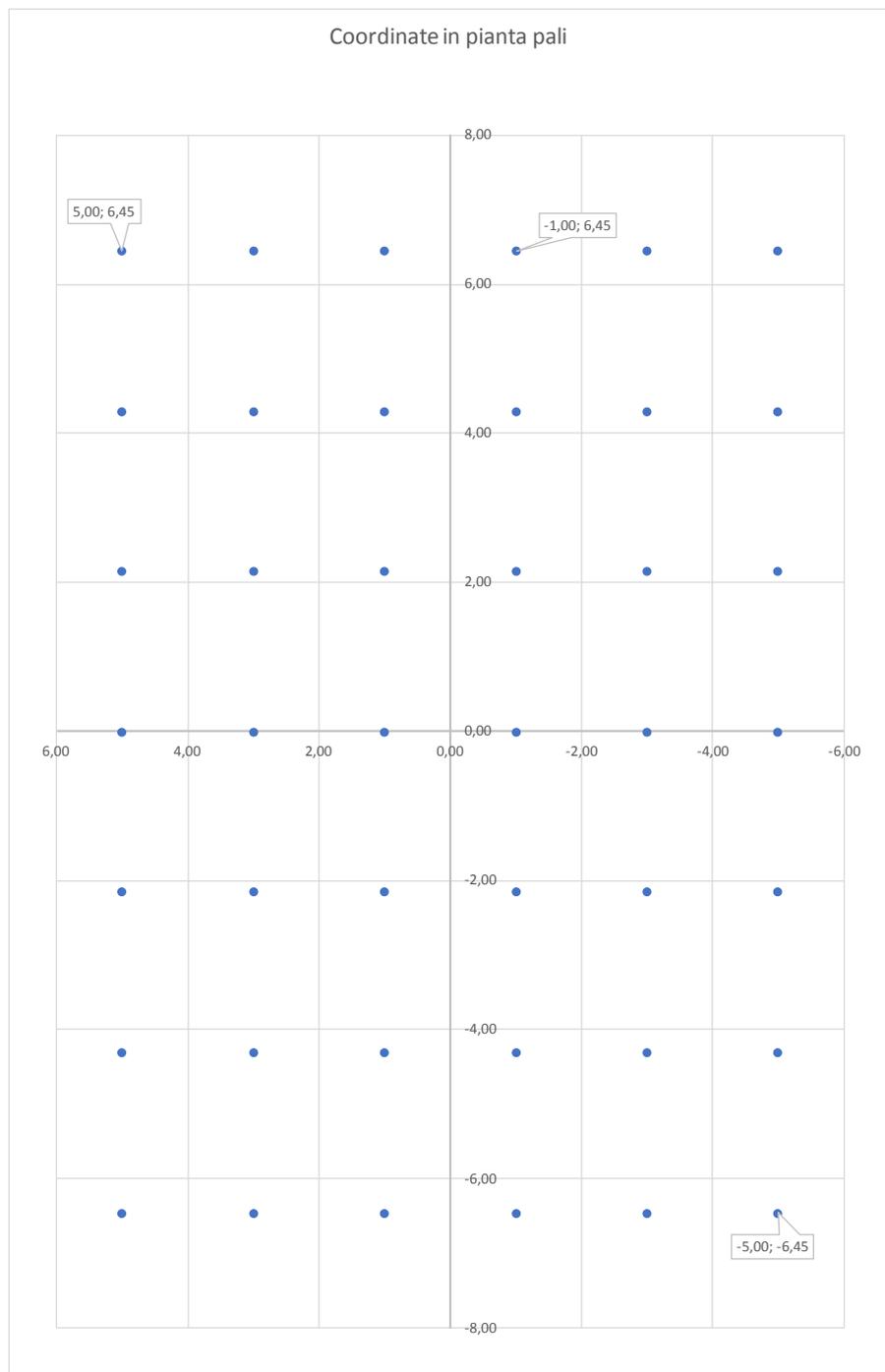
Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEqp_00	31039	31039	-8123	16678	1680	1680	705	100
SLEqp_01	36289	36289	9998	9000	0	0	0	0
SLEqp_02	34639	34639	-27120	-27120	5040	5040	100	300
SLEqp_03	34639	34639	-28464	-28464	0	0	20	0
SLEqp_04	34639	34639	-31120	-6320	1680	1680	600	100
SLEqp_05	34639	34639	-27120	-27120	3360	3360	100	200
SLEqp_06	36289	36289	9000	9000	0	0	0	0
SLEqp_07	34639	34639	-27120	-27120	5040	5040	100	300
SLEqp_08	34639	34639	-28464	-28464	0	0	20	0
SLEqp_09	34639	34639	-28800	-28800	0	0	0	0
SLEqp_10	34639	34639	-27120	-27120	3360	3360	100	200
SLEqp_16	31039	31039	-9120	15680	1680	1680	600	100
SLEqp_17	36289	36289	9000	9000	0	0	0	0
SLEqp_18	34639	34639	-27120	-27120	5040	5040	100	300
SLEqp_19	34639	34639	-28464	-28464	0	0	20	0
SLEqp_20	34639	34639	-30123	-5323	1680	1680	705	100
SLEqp_21	34639	34639	-27120	-27120	3360	3360	100	200
SLEqp_22	36289	36289	9000	9000	0	0	0	0
SLEqp_23	34639	34639	-27120	-27120	5040	5040	100	300
SLEqp_24	34639	34639	-28464	-28464	0	0	20	0
SLEqp_25	34639	34639	-28800	-28800	0	0	0	0
SLEqp_26	34639	34639	-27120	-27120	3360	3360	100	200

progettazione ati:

10.2 Dettagli palificata

10.2.1 Schema e disposizione dei pali

Di seguito uno schema grafico della disposizione in pianta dei pali e relativa numerazione. La numerazione inizia (n. 1) dal primo palo con ascissa X (orizzontale) maggiore e ordinata Y (verticale) maggiore e procede da sinistra verso destra lungo la prima riga, la seconda, la terza e via di seguito, fino all'ultimo palo con entrambe le coordinate X, Y negative.



NOTA: Asse tracciato // asse orizzontale X-X

progettazione ati:

10.2.2 Coordinate dei pali e relative grandezze di inerzia

PALO-i	Xi [m]	Yi [m]	Xi ²	Yi ²	Xi/ly	Yi/lx
1	5,00	6,45	25,00	41,60	0,01	0,0083
2	3,00	6,45	9,00	41,60	0,01	0,0083
3	1,00	6,45	1,00	41,60	0,00	0,0083
4	-1,00	6,45	1,00	41,60	0,00	0,0083
5	-3,00	6,45	9,00	41,60	-0,01	0,0083
6	-5,00	6,45	25,00	41,60	-0,01	0,0083
7	5,00	4,30	25,00	18,49	0,01	0,0055
8	3,00	4,30	9,00	18,49	0,01	0,0055
9	1,00	4,30	1,00	18,49	0,00	0,0055
10	-1,00	4,30	1,00	18,49	0,00	0,0055
11	-3,00	4,30	9,00	18,49	-0,01	0,0055
12	-5,00	4,30	25,00	18,49	-0,01	0,0055
13	5,00	2,15	25,00	4,62	0,01	0,0028
14	3,00	2,15	9,00	4,62	0,01	0,0028
15	1,00	2,15	1,00	4,62	0,00	0,0028
16	-1,00	2,15	1,00	4,62	0,00	0,0028
17	-3,00	2,15	9,00	4,62	-0,01	0,0028
18	-5,00	2,15	25,00	4,62	-0,01	0,0028
19	5,00	0,00	25,00	0,00	0,01	0,0000
20	3,00	0,00	9,00	0,00	0,01	0,0000
21	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,0000
22	-1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,0000
23	-3,00	0,00	9,00	0,00	-0,01	0,0000
24	-5,00	0,00	25,00	0,00	-0,01	0,0000
25	5,00	-2,15	25,00	4,62	0,01	-0,0028
26	3,00	-2,15	9,00	4,62	0,01	-0,0028
27	1,00	-2,15	1,00	4,62	0,00	-0,0028
28	-1,00	-2,15	1,00	4,62	0,00	-0,0028
29	-3,00	-2,15	9,00	4,62	-0,01	-0,0028
30	-5,00	-2,15	25,00	4,62	-0,01	-0,0028
31	5,00	-4,30	25,00	18,49	0,01	-0,0055
32	3,00	-4,30	9,00	18,49	0,01	-0,0055
33	1,00	-4,30	1,00	18,49	0,00	-0,0055
34	-1,00	-4,30	1,00	18,49	0,00	-0,0055
35	-3,00	-4,30	9,00	18,49	-0,01	-0,0055
36	-5,00	-4,30	25,00	18,49	-0,01	-0,0055
37	5,00	-6,45	25,00	41,60	0,01	-0,0083
38	3,00	-6,45	9,00	41,60	0,01	-0,0083
39	1,00	-6,45	1,00	41,60	0,00	-0,0083
40	-1,00	-6,45	1,00	41,60	0,00	-0,0083
41	-3,00	-6,45	9,00	41,60	-0,01	-0,0083
42	-5,00	-6,45	25,00	41,60	-0,01	-0,01

10.2.3 Massime sollecitazioni sulla palificata (pila 1)

Si riportano di seguito le sollecitazioni, riferite al baricentro della palificata, che maggiormente cimentano in compressione, trazione e taglio i pali di estremità, per le combinazioni di carico più significative considerate (SLU, SLV, SLE).

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trav_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLU ^(*)	48946	48946	13070	34792	4536	4536	725	270
SLU ^(**)	46822	46822	-37188	-14868	11340	11340	765	675
SLV (N _{max})	-	32189	8400	8400	51720	51720	500	6880
SLV (N _{min})	29289	-	8400	8400	51720	51720	500	6880
SLE-rara	34639	34639	-26112	-26112	7056	7056	160	420
SLE-frequente	34639	34639	-26112	-26112	7056	7056	160	420

progettazione ati:

SLE-quasi permanente	34639	34639	-27120	-27120	5040	5040	100	300
-----------------------------	-------	-------	--------	--------	------	------	-----	-----

(*) Combinazione di carico SLU che dà il massimo valore di compressione assiale (Pi) sul palo della palificata.

(**) Combinazione di carico che dà il massimo valore di azione di taglio SLU longitudinale (H) sul palo della palificata.

10.2.4 Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato

Palificata con numero di pali pari a: $N_{pali} = 42$
 Interasse palificata (dir. y-y): $i_y = 2.15$ m (trasversalmente ad asse tracciato)
 Interasse palificata (dir. x-x): $i_x = 2.00$ m (parallelamente ad asse tracciato)

SVL (N_{max} e M_{max}) (sisma longitudinale 100% + sisma trasversale 30%)

Combinazione di riferimento **SLV_03b**
 Massimo carico assiale su palo (SLV) $P_{i,max} = 1363,9$ kN
 Minimo carico assiale su palo (SLV): $P_{i,min} = 168,9$ kN (compressione)
 Taglio massimo su palo (SLV): $V_{i,max} = 164,3$ kN

SLV (N_{min} e M_{max}) (sisma longitudinale 100% + sisma trasversale 30%)

Combinazione di riferimento **SLV_03b**
 Massimo carico assiale su palo (SLV) $P_{i,max} = 1294,9$ kN
 Minimo carico assiale su palo (SLV): $P_{i,min} = 99,8$ kN (compressione)
 Taglio massimo su palo (SLV): $V_{i,max} = 164,3$ kN

SLU

Combinazione di riferimento **SLU_01**
 Massimo carico assiale su palo (SLU) $P_{i,max} = 1500,6$ kN
 Minimo carico assiale su palo (SLU): $P_{i,min} = 830,1$ kN (compressione)
 Taglio su palo (SLU): $V_{i,max} = 18,4$ kN

SLE-rara

Combinazione di riferimento **SLEr_07**
 Massimo carico assiale (SLE-rara) $P_{i,rara,max} = 1113,6$ kN
 Minimo carico assiale su palo (SLE-rara) $P_{i,rara,min} = 535,9$ kN (compressione)
 Taglio massimo su palo (SLE-rara) $V_{i,rara,max} = 10,7$ kN

SLE-frequente

Combinazione di riferimento **SLEf_07**
 Massimo carico assiale (SLE-freq) $P_{i,freq,max} = 1113,6$ kN
 Minimo carico assiale su palo (SLE-freq) $P_{i,freq,min} = 535,9$ kN (compressione)
 Taglio massimo su palo (SLE-freq) $V_{i,freq,max} = 10,7$ kN

SLE-quasi permanente

Combinazione di riferimento **SLEqp_18**
 Massimo carico assiale (SLE-qperm) $P_{i,qperm,max} = 1101,4$ kN
 Minimo carico assiale su palo (SLE-qperm) $P_{i,qperm,min} = 548,1$ kN (compressione)
 Taglio massimo su palo (SLE-qperm) $V_{i,qperm,max} = 7,5$ kN

progettazione ati:

11 VERIFICHE STRUTTURALI SPALLA B

11.1 Premessa

Di seguito, le verifiche degli elementi strutturali delle opere in oggetto. Verranno considerate le combinazioni di carico maggiormente significative e, tra queste, quelle che incidono maggiormente in termini di resistenza allo stato limite ultimo e di esercizio.

Per le spalle sono state considerate le seguenti tipologie strutturali: elemento paraghiaia, muri di risvolto, e platea su pali. Verranno considerate per entrambe le spalle medesime tipologie di armatura in funzione delle massime sollecitazioni misurate per le due spalle, qualora possibile.

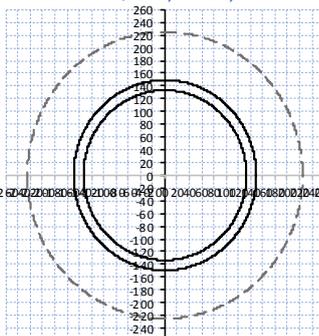
Per il progetto e la verifica delle armature sono stati utilizzati i seguenti software di calcolo: PresFle+ (Concrete srl), TEDDS (Tekla).

11.2 Verifica mediopalo maggiormente cementato

Numero complessivo di pali	N = 130
Tipologia pali	mediopali $\phi 450$
Armatura:	tubolare metallico $\phi 298.5 \times 16$ - S355JR
Coefficiente unitario momento-taglio testa pali	$r_t = 1.02$ (da analisi geotecnica, vedere relazione di riferimento)
Lunghezza del palo con deformata per taglio	$L_p = 8$ m (da relazione geotecnica)
Valore del taglio su palo	$V_{Ed,1} = 150.6$ kN (SVL_03, con N_{max})
Valore del momento in testa al palo	$M_{Ed,1} = r_t \times V_{Ed,1} = 153.7$ kNm
Valore azione assiale (compressione)	$N_{Ed,1} = 530.7$ kN (SVL_03)

NOTA: relativamente alla verifica del mediopalo da $\phi 450$, l'analisi viene condotta prescindendo dal contributo del getto di calcestruzzo. Inoltre, avendo analizzato dal punto di vista geotecnico l'interazione palo-terreno per il legame taglio-momento in testa al palo.

progettazione ati:

VERIFICA MICROPALO																																																						
Materiale																																																						
Acciaio	S355		Tipo di acciaio																																																			
f_{yk}	355	N/mm ²	Tensione di snervamento																																																			
f_{tk}	510	N/mm ²	Tensione di rottura																																																			
γ_{M0}	1.05	-	Coefficiente parziale di sicurezza																																																			
f_{yd}	338.10	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto																																																			
Caratteristiche Sezione																																																						
Tubo: $\varnothing 298,5 \times 16,0$																																																						
		<table border="1"> <tr> <td>D_e</td> <td>298.5</td> <td>mm</td> <td colspan="3">Diametro Esterno Tubo</td> </tr> <tr> <td>s_p</td> <td>16</td> <td>mm</td> <td colspan="3">Spessore Tubo</td> </tr> <tr> <td>D_i</td> <td>266.5</td> <td>mm</td> <td colspan="3">Diametro Interno tubo</td> </tr> <tr> <td>R_e</td> <td>149.25</td> <td>mm</td> <td colspan="3">Raggio esterno tubo</td> </tr> <tr> <td>R_i</td> <td>133.25</td> <td>mm</td> <td colspan="3">Raggio interno tubo</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>142</td> <td>cm²</td> <td colspan="3">Area tubo</td> </tr> <tr> <td>W_{el}</td> <td>952</td> <td>cm³</td> <td colspan="3">Modulo elastico di resistenza a flessione</td> </tr> <tr> <td>$D_{micropalo}$</td> <td>450</td> <td>mm</td> <td colspan="3">Diametro Micropalo</td> </tr> </table>					D_e	298.5	mm	Diametro Esterno Tubo			s_p	16	mm	Spessore Tubo			D_i	266.5	mm	Diametro Interno tubo			R_e	149.25	mm	Raggio esterno tubo			R_i	133.25	mm	Raggio interno tubo			A	142	cm ²	Area tubo			W_{el}	952	cm ³	Modulo elastico di resistenza a flessione			$D_{micropalo}$	450	mm	Diametro Micropalo		
D_e	298.5	mm	Diametro Esterno Tubo																																																			
s_p	16	mm	Spessore Tubo																																																			
D_i	266.5	mm	Diametro Interno tubo																																																			
R_e	149.25	mm	Raggio esterno tubo																																																			
R_i	133.25	mm	Raggio interno tubo																																																			
A	142	cm ²	Area tubo																																																			
W_{el}	952	cm ³	Modulo elastico di resistenza a flessione																																																			
$D_{micropalo}$	450	mm	Diametro Micropalo																																																			
VERIFICA SEZIONE																																																						
Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo																																																						
N_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	V_{ed} [kN]	σ [Mpa]	τ [Mpa]	σ_{VM} [Mpa]	F.S. [-]	CHECK																																															
530.7	153.70	150.6	198.82	21.21	202.19	0.60	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta																																															

1.02 valore parametro $r_t = M_{ed} / V_{ed}$

11.3 Verifiche elemento paraghiaia

11.3.1 Modello di calcolo

Per la spinta statica del terrapieno - come indicato in "Progettazione e costruzione di ponti", Mario Paolo Petrangeli, IV edizione, HOEPLI - si accetta l'ipotesi di Rankine di distribuzione trinagonale con risultante orizzontale $\sigma_{0,t} = \gamma \lambda_a h$, con $\lambda_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$. Per costruzioni stradali si assume $\varphi = 35^\circ$.

11.3.2 Dati e sollecitazioni di carico

L'ipotesi di spinta orizzontale è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso e quindi ha una componente verticale stabilizzante che viene trascurata.

Peso specifico terreni:	$\gamma = 18.00$ kN/m ³
Angolo di attrito dei terreni:	$\varphi = 35^\circ$
Coefficiente di Rankine:	$\lambda_a = (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 = 0.271$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 20.0$ kN/m ²
Altezza paraghiaia:	$h = 3.61$ m
Spessore muro paraghiaia:	$s = 50$ cm
Pressione del sovraccarico sul terrapieno:	$\sigma_{0,p} = \lambda_a \times Q_k = 5.42$ kN/m ²
Risultante sovraccarico sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 19.57$ kN/m (valore caratteristico orizzontale)
Momento del sovraccarico (per metro lineare):	$M_{p,k} = R_{kp} \times h/2 = 35.32$ kNm/m (valore caratteristico)
Pressione terreni allo spiccato del paraghiaia:	$\sigma_{0,t} = \gamma \times \lambda_a \times h = 17.61$ kN/m ²
Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 31.78$ kN/m (valore caratteristico orizzontale)
Momento dei terreni (per metro lineare):	$M_{t,k} = R_{kt} \times h/3 = 38.25$ kNm/m (valore caratteristico)

progettazione ati:

Combinazione SLU - terreni - spiccato paraghiaia

Taglio (dovuto alle spinte dei terreni):

$$V_{Ed,t} = 1.3 \times R_{kt} + 1.5 \times R_{kp} = \mathbf{70.67 \text{ kN/m}}$$

Momento flettente (dovuto alla spinta dei terreni):

$$M_{Ed,t} = 1.3 \times M_{t,k} + 1.5 \times M_{p,k} = \mathbf{102.69 \text{ kNm/m}}$$

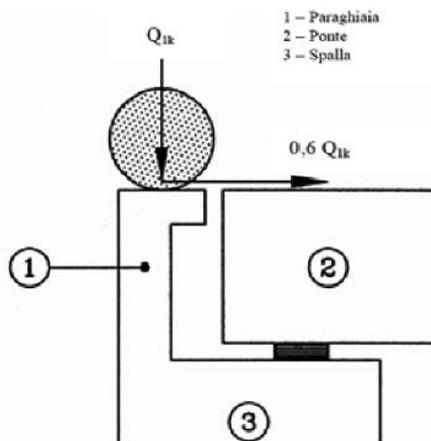


Figura C5.1.1 - Carichi da traffico su muri paraghiaia

NOTA: nella determinazione dei momenti flettenti di verifica, il muro paraghiaia viene considerato come una mensola incastrata allo spiccato del muro frontale, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti all'eventuale presenza dei muri di risvolto. La combinazione sismica viene tralasciata, poiché le sollecitazioni sono alquanto minori delle comb. SLU/SLE.

11.3.3 Combinazioni di carico

11.3.3.1 Combinazione SLU - effetto del singolo asse (carichi viaggianti)

Si considera quanto riportato al C5.1.3.3.5 delle NTC2018 (Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose). Si considera che agisca direttamente l'azione frenante di uno dei due carichi (del complessivo 300 kN costituenti il Q_{1k}) ripartita su una larghezza pari all'ingombro tra le due ruote del Q_{1k} aumentata della quantità derivante da una ripartizione a 45° sull'altezza del paraghiaia (in direzione verticale). Per la geometria del paraghiaia in oggetto si individua la:

base collaborante del muro paraghiaia:

$$b = 2 \times h \times \tan(45^\circ) + i_{\text{tandem}} = \mathbf{9.22 \text{ m}}$$

Peso proprio muro paraghiaia (per metro lineare):

$$p_k = s \times h \times (25.00 \text{ kN/m}^3) = \mathbf{45.13 \text{ kN/m}}$$

Valore di progetto SLU (peso muro per metro lin.):

$$p_d = 1.3 \times p_k = \mathbf{58.66 \text{ kN/m}}$$

Carico tandem (singolo asse, NTC2018):

$$Q_{1k} = \mathbf{300 \text{ kN}}$$

da cui i carichi (caratteristici) pari a:

$$Q_{\text{acc},v} = Q_{1k} / b = \mathbf{32.54 \text{ kN/m (verticale)}}$$

$$Q_{\text{acc},h} = 0.60 \times Q_{1k} / b = \mathbf{19.52 \text{ kN/m (orizzontale)}}$$

Momento flettente allo spiccato paraghiaia:

$$M_{\text{acc},h,k} = Q_{\text{acc},h} \times h = \mathbf{70.48 \text{ kNm/m}}$$

Azione assiale SLU (per peso proprio paraghiaia):

$$N_{Ed,p} = p_d = \mathbf{58.66 \text{ kN/m}}$$

Taglio SLU (dovuto ai carichi viaggianti):

$$V_{Ed,c} = 1.5 \times Q_{\text{acc},h} = \mathbf{29.28 \text{ kN/m (orizzontale)}}$$

Momento flettente SLU (per carichi viaggianti):

$$M_{\text{acc},h} = 1.3 \times M_{\text{acc},h,k} = \mathbf{91.62 \text{ kNm/m}}$$

11.3.4 Combinazioni di carico, riferite a $b_w = 1 \text{ m}$ di larghezza di muro

Combinazione di carico SLU

Azione assiale (compressione):

$$N_{Ed,SLU} = N_{Ed,p} + 0.9 \times Q_{\text{acc},v} = \mathbf{87.95 \text{ kN}}$$

Taglio longitudinale:

$$V_{Ed,SLU} = V_{Ed,t} + V_{Ed,c} = \mathbf{99.95 \text{ kN}}$$

Momento flettente:

$$M_{Ed,SLU} = M_{Ed,t} + M_{\text{acc},h} = \mathbf{194.31 \text{ kNm}}$$

Combinazione di carico SLE-rara

Azione assiale (compressione):

$$N_{Ed,rara} = p_k + 1.00 \times Q_{\text{acc},v} = \mathbf{77.66 \text{ kN}}$$

Taglio longitudinale:

$$V_{Ed,rara} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 1.00 \times Q_{\text{acc},h} = \mathbf{70.87 \text{ kN}}$$

Momento flettente:

$$M_{Ed,rara} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 1.00 \times M_{\text{acc},h,k} = \mathbf{144.04 \text{ kNm}}$$

Combinazione di carico SLE-frequente

Azione assiale (compressione):

$$N_{Ed,freq} = p_k + 0.75 \times Q_{\text{acc},v} = \mathbf{69.53 \text{ kN}}$$

progettazione ati:

Taglio longitudinale: $V_{Ed, freq} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 0.75 \times Q_{acc, h} = 65.99 \text{ kN}$
 Momento flettente: $M_{Ed, freq} = 1.0 \times M_{t, k} + 1.0 \times M_{p, k} + 0.75 \times M_{acc, h, k} = 126.42 \text{ kNm}$

Combinazione di carico SLE-quasi permanente

Azione assiale (compressione): $N_{Ed, qperm} = p_k + 0.0 \times Q_{acc, v} = 45.13 \text{ kN}$
 Taglio longitudinale: $V_{Ed, qperm} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 0.0 \times Q_{acc, h} = 51.35 \text{ kN}$
 Momento flettente: $M_{Ed, qperm} = 1.0 \times M_{t, k} + 1.0 \times M_{p, k} + 0.0 \times M_{acc, h, k} = 73.56 \text{ kNm}$

11.3.5 Verifica armature verticali

Nota: per semplicità e sicurezza nelle verifiche delle armature del paraghiaia, verrà trascurata la compressione assiale. Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

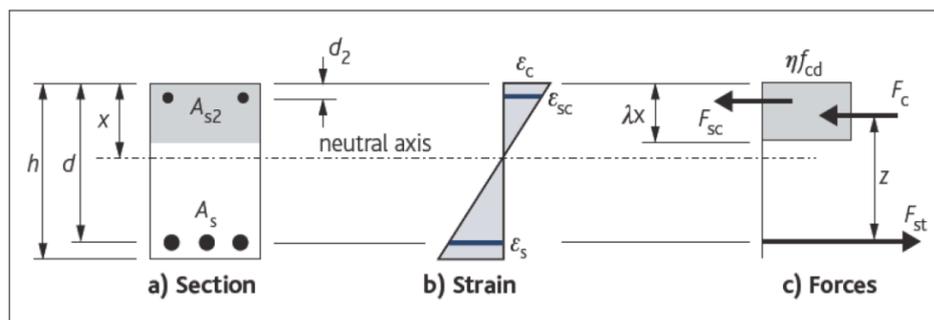
D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

Nota: nelle compute delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica:	rettangolare
Elemento strutturale a verifica:	(elemento strutturale)
Tipo di elemento a verifica:	"piastra"
Larghezza sezione:	$b = 1000 \text{ mm}$
Altezza sezione:	$h = 500 \text{ mm}$
Copri ferro nominale (barre longit. portanti):	$c_{nom} = 65 \text{ mm}$ (in questo calcolo, non inteso delle armature più esterne)
Armatura longitudinale disposta (tesa):	$A_s = 5\phi 20$ (correnti) + $0\phi 20$ (spezzoni)
Armatura longitudinale disposta (compressa):	$A_{s2} = 5\phi 20$ (correnti) + $0\phi 20$ (spezzoni)
Armatura di cucitura a taglio disposta:	assente (non necessaria)
Lunghezza minima ancoraggi (compressione):	$l_{b, min} = \max(0.3 \times l_{b, reqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 21 \text{ cm}$
Lunghezza minima ancoraggi (trazione):	$l_{b, min} = \max(0.6 \times l_{b, reqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 42 \text{ cm}$



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	$M_{Ed} = 194.3 \text{ kNm}$
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV):	$V_{Ed} = 100.0 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 73.6 \text{ kNm}$
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 126.4 \text{ kNm}$
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 144.0 \text{ kNm}$
Limite max aperture fessure per comb. QP:	$w_{k, max_QP} = 0.20 \text{ mm}$ (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Limite max aperture fessure per comb. FR:	$w_{k, max_FR} = 0.30 \text{ mm}$ (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c, rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c, Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s, max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.17).

Riassunto degli esiti delle verifiche

progettazione ati:

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

Verifiche SLU/SLV		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.827	0.510	0.476	0.545	0.666	0.478	0.303

Nota bene: Il pedice "s" sta per "acciaio" in trazione, il pedice "c" sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.1

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.1)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$ (da NTC2018, eq. 4.1.4)
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)
Diametro armature longitudinali:	$\phi = 20 \text{ mm}$ (diametro di riferimento, assunto)
Lunghezza di ancoraggio base:	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 704 \text{ mm}$ (EC2 eq. 8.3) $l_{b,rqd} = 80 \text{ cm}$ (arrotondato in eccesso)
Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base):	$l_{b,rqd} = 40\phi$
Lunghezza minima di ancoraggio (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 21 \text{ cm}$
Lunghezza minima di ancoraggio (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 42 \text{ cm}$

Calcolo fattori K, K' (per verifica tipo di armatura: singola o doppia)

Momento flettente di progetto applicato:	$M_{Ed} = 194.3 \text{ kNm}$
Larghezza della sezione (a verifica):	$b = b_w = 1000 \text{ mm}$
Altezza effettiva della sezione:	$h = 500 \text{ mm}$
Altezza utile della sezione:	$d = 425 \text{ mm}$
Percentuale del momento di redistribuzione:	$m_r = 0 \%$
Tasso di redistribuzione sulla sezione:	$\delta = \max(1 - m_r, 0.70) = 1.00$
Profondità asse neutro, SLU (dopo redistribuzione):	$x_u = (\delta - 0.4) \times d = 255 \text{ mm}$
Massimo valore del coefficiente K:	$K_{max} = 1 / 3.53 = 0.283$
Coefficiente K (momento agente adimensionale):	$K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = 0.034$
Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls):	$K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = 0.208$

OK - Valore di K congruente (sezione geometrica e altezza compatibili)
 $K \leq K'$ - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Area di armature tesa richiesta (sezione ad armatura singola)

Tensione di snervamento acciai armature:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
Braccio di leva (armatura singola):	$z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{1 - 3.53 \times K}, 0.95) \times d = 404 \text{ mm}$
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
Area armature tese richieste (armatura singola):	$A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = 1230 \text{ mm}^2$
Armatura singola (armat. compressa):	$A_{s2,req} = 0 \text{ mm}^2$ "(non serve armatura compressa)"

$K \leq K'$ - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Minimi quantitativi di armatura tesa (EC2 p.to 7.3.2)

Coefficiente di distribuzione delle tensioni:	$k_c = 0.4$
Coefficiente di tensione non uniforme autoequilib.:	$k = 0.65$
Valore medio della resistenza a trazione (cls):	$f_{ct,eff} = 3.0 \text{ N/mm}^2$
Area del calcestruzzo in zona tesa:	$A_{ct} = b \times (h - x_u) = 245000 \text{ mm}^2$
Massima tensione ammessa nelle armature tese:	$\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ (EC2, prospetti 7.2N, 7.3N)
Diametro max delle barre in trazione:	$\phi_s^* = 20 \text{ mm}$ (EC2, da prospetto 7.2N)
Altezza zona tesa prima della fessurazione:	$h_{cr} = h/2 = 250 \text{ mm}$ (approssimato,)

progettazione ati:

Diametro massimo modificato (barre tese): $\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 13.9 \text{ mm}$
(per sezione inflessa)
Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1): $A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 642 \text{ mm}^2$
OK - Armatura a trazione da calcolo superiore al minimo richiesto: $A_{s1,req} \geq A_{s,min}$

Arete armature tesa e compressa richieste (calcolo/minimo norme)

Armature richieste da considerare (calcolo/norma): $A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = 1230 \text{ mm}^2$ (in trazione)
 $A_{s2,req,eff} = 0 \text{ mm}^2$ (in compressione)

Armature effettivamente disposte in zona tesa nella sezione larga $b = b_w$ e alta h

Numero barre (base) a compressione in sezione: $n_{min,c} = 5$
Diametro barre (base) in compressione: $\phi_{min,c} = 20 \text{ mm}$
Numero barre (aggiuntive) a compressione: $n_{max,c} = 0$
Diametro barre (aggiuntive) in compressione: $\phi_{max,c} = 20 \text{ mm}$
Barre di armatura compressa disposta ($A_{s2,prov}$): **5 ϕ 20 (diffusa) + 0 ϕ 20 (spezzoni)**
Area armature (effettive) in zona compressa: $A_{s2,prov} = 1570 \text{ mm}^2$
Numero barre (base) a trazione in sezione: $n_{min} = 5$
Diametro barre (base) a trazione: $\phi_{min} = 20 \text{ mm}$
Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione: $n_{max} = 0$
Diametro barre (aggiuntive) a trazione: $\phi_{max} = 20 \text{ mm}$
Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$): **5 ϕ 20 (diffusa) + 0 ϕ 20 (spezzoni)**
Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 1570 \text{ mm}^2$
Momento resistente SLU/SLV: $M_{Rd} = 0.9 \times d \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 235.0 \text{ kNm}$
 $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.827 < 1$

OK - Armatura disposta in trazione sufficiente

Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N): $A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 743 \text{ mm}^2$
Area max di armatura tesa (EC2, p.to 9.2.1.1(3)): $A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 20000 \text{ mm}^2$
OK - Armatura tesa compressa entro i limiti: $A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

Minimi quantitativi di armatura tesa per travi (NTC p.to 7.4.6.2) – se considerato come elemento “trave”

Rapporto geometrico armatura tesa: $\rho_{a,tesa} = A_{s,prov} / (b \times h) = 0.003$
Rapporto geometrico armatura compressa: $\rho_{a,compressa} = A_{s2,prov} / (b \times h) = 0.003$
Risulta (zone dissipative): $\rho_{a,compressa} / \rho_{a,tesa} = 1.000 > 0.5$ (NTC2018 p.to 7.4.6.2.1)
OK - Armatura compressa entro i limiti: $\rho_{a,compressa} / \rho_{a,tesa} \geq 0.5$
Minimo rapporto geometrico ammesso: $\rho_{a,min} = 1.4 / f_{yk} = 0.003$ (NTC2018, eq. 7.4.26)
Massimo rapporto geometrico ammesso: $\rho_{a,max} = \rho_{a,compressa} + 3.5 / f_{yk} = 0.011$
OK - Armatura tesa entro i limiti: $\rho_{a,min} \leq \rho_{a,tesa} < \rho_{a,max}$

Minimi quantitativi di armatura tesa per piastre piene (NTC p.to 4.1.6.1, EC2 p.to 9.3.1 – 9.2.1.1(1) e (3))

Larghezza media della zona tesa: $b_t = b_w = 1000 \text{ mm}$
Area armatura minima (piastra): $A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 743 \text{ mm}^2$
Area sezione trasversale calcestruzzo: $A_c = b_w \times h = 500000 \text{ mm}^2$
Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni): $A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = 20000 \text{ mm}^2$
Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 1570 \text{ mm}^2$
OK - Armatura tesa entro i limiti: $A_{s,min,pl} \leq A_{s,prov} < A_{s,max,pl}$

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): $M_{QP} = 73.6 \text{ kNm}$
Sollecitazione flettente (comb. frequente): $M_{FR} = 126.4 \text{ kNm}$
Sollecitazione flettente (comb. rara): $M_{RA} = 144.0 \text{ kNm}$
Resistenza a compressione cls (comb. rara): $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.17)
Altezza effettiva sezione inflessa: $h = 500 \text{ mm}$
Larghezza sezione inflessa: $b = 1000 \text{ mm}$
Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso: $d_2 = 75 \text{ mm}$
Armatura superiore compressa (presente): $A_f' = A_{s2,prov} = 1570 \text{ mm}^2$
Armatura inferiore tesa (presente): $A_f = A_{s,prov} = 1570 \text{ mm}^2$
Coefficiente di omogenizzazione: $n = 15$
Parametro “a₁” (posizione): $a_1 = n \times (A_f' + A_f) / b = 47 \text{ mm}$
Parametro “e₁” (posizione): $e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = 785000 \text{ mm}^3$

progettazione ati:

Parametro "c ₁ " (posizione):	$c_1 = n \times (A_f' + A_f) = 147894000 \text{ mm}^4$
Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.):	$y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1/c_1}) = 113 \text{ mm}$
Tensione massima cls compresso (comb. rara):	
$\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2)/y] = 5.82 \text{ N/mm}^2$	
Tensione massima acciai tesi (comb. rara):	$\sigma_{s,RA} = n \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = 239.79 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima cls compresso (comb. QP):	$\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 2.97 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima cls compresso (comb. FR):	$\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 5.11 \text{ N/mm}^2$
Risulta, quindi:	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.666 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$
	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.206 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$
	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.303 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente):	$W_{k,max_QP} = 0.20 \text{ mm}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Max apertura fessure (comb. frequente):	$W_{k,max_FR} = 0.30 \text{ mm}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Larghezza della sezione:	$b = 1000 \text{ mm}$
Posizione asse neutro (elastico)	$x = 113 \text{ mm}$ (da lembo compresso)
Altezza effettiva dell'area di cls in trazione:	$h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = 129 \text{ mm}$ (EC2, p.to 7.3.2(3))
Area barre disposte in zona tesa:	$A_{s,prov} = 1570 \text{ mm}^2$
Area barre disposte in zona compressa:	$A_{s2,prov} = 1570 \text{ mm}^2$
Copriferro armature longitudinali:	$c = c_{nom} = 65 \text{ mm}$
Momento in combinazione quasi-permanente:	$M_{QP} = 73.6 \text{ kNm}$
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = 0.38$
Tensione di esercizio QP nelle armature tese:	$\sigma_{s_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_QP} = 116 \text{ N/mm}^2$
Momento in combinazione rara:	$M_{FR} = 126.4 \text{ kNm}$
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = 0.65$
Tensione di esercizio FR nelle armature tese:	$\sigma_{s_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_FR} = 199 \text{ N/mm}^2$
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.0 \text{ N/mm}^2$ (valore di trazione efficace)
Modulo di elasticità secante del cls:	$E_{cm} = 33346 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità acciaio:	$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls):	$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.00$
Diametro (equivalente) armature longitudinali tese:	$\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = 20 \text{ mm}$
Area effettiva del cls in trazione:	$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = 128858 \text{ mm}^2$
Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10):	$\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = 0.012$
Fattore di durata del carico:	$k_t = 0.6$ (EC2, p.to 7.3.4(2))
Coefficiente aderenza armature:	$k_1 = 0.2$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente di distribuzione deformazioni:	$k_2 = 0.5$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k ₃ :	$k_3 = 3.4$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k ₄ :	$k_4 = 0.425$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Spaziatura barre tese disposte:	$s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = 200 \text{ mm}$
Spaziatura armatura aderente > 5 × (C _{nom} + φ _{eq} /2) ?:	"no"
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11):	$s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = 273 \text{ mm}$
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14):	$s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = 503 \text{ mm}$
Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore:	$s_{r,max} = 273 \text{ mm}$
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8):	$W_{k_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_QP} / E_s]$
	$W_{k_QP} = 0.10 \text{ mm}$
Risulta, per combinazione quasi-permanente:	$W_{k_QP} \leq W_{k,max_QP}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK

Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione frequente (EC2, eq.7.8):

$W_{k_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_FR} / E_s]$	
$W_{k_FR} = 0.16 \text{ mm}$	
Risulta, per combinazione frequente:	$W_k \leq W_{k,max_FR}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

Minima larghezza della sezione a taglio:	$b_w = 1000 \text{ mm}$
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = 500 \text{ mm}$
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = 425 \text{ mm}$
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.1 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq.3.15, NTC2018)
Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno l _{bd} + d oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:	

progettazione ati:

Valore del taglio di progetto (SLU/SLV)	$A_{sl} = A_{s,prov} = 1570 \text{ mm}^2$
Braccio di leva a flessione:	$V_{Ed} = 100.0 \text{ kN}$
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$z = 404 \text{ mm}$
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$V_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 0.2 \text{ N/mm}^2$
Tensione nel conglomerato:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.004$
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = 0.120 \text{ N/mm}^2$
Tensione minima di taglio:	$k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.686 \text{ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)}$
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 195.9 \text{ kN}$
Area della sezione trasversale in cls:	$V_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.4 \text{ N/mm}^2$
Tensione sulla sezione per azione assiale:	$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$
Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):	$A_C = b_w \times h = 500000 \text{ mm}^2$
Per la sezione in oggetto risulta quindi:	$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = 0.0 \text{ N/mm}^2$
	$k_1 = 0.15 \text{ (NTC2018, eq. 4.1.23)}$
	$V_{Rd,c,min} = (V_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 184.2 \text{ kN}$
	$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 196 \text{ kN (NTC2018, eq. 4.1.23)}$
	$V_{Ed} / V_{Rd} = 0.510 <= 1$

OK - Non necessarie apposite armature di cucitura a taglio

11.4 Verifica muri di risvolto per urto di veicolo in svio: q_8

Le azioni eccezionali q_8 previste riguardano l'urto dei veicoli in svio contro i guardrails posti ai bordi dell'impalcato stradale. Il punto 5.1.3.10 del D.M. 2018 rimanda al punto 3.6.3.3.2 dello stesso decreto, che prevede che, in assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1.0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0.5 m. Per la verifica si considera una combinazione di carico eccezionale nella quale all'azione d'urto applicato al sicurvia si associa un carico verticale isolato pari ad una ruota del secondo schema di carico (200 kN su un'impronta 0.35×0.60 m).

Altezza della barriera	$H_{barriera} = 1.10 \text{ m}$
Altezza h_1 (NTC2018 par. 5.1.3.10):	$h_1 = H_{barriera} - 0.10 \text{ m} = 1.00 \text{ m}$
Altezza h_2 (NTC2018 par. 5.1.3.10):	$h_2 = 1.00 \text{ m}$
Quota di applicazione dei carico concentrato:	$h = \min(h_1, h_2) = 1.00 \text{ m (misurata dal piano viario)}$

Considerando le spinte dei terreni come carichi permanenti G_1 (si veda NTC2018 par. 6.2.4.2, tab. 6.2.III) e le azioni d'urto come azioni eccezionali A_d , si utilizzerà la combinazione di carico (da NTC2018, par. 2.5.3, eq. 2.5.6) nella seguente forma:

$$G_1 + G_2 + A_d$$

Per la verifica statica (in condizioni eccezionali), si considera il seguente assetto geometrico:

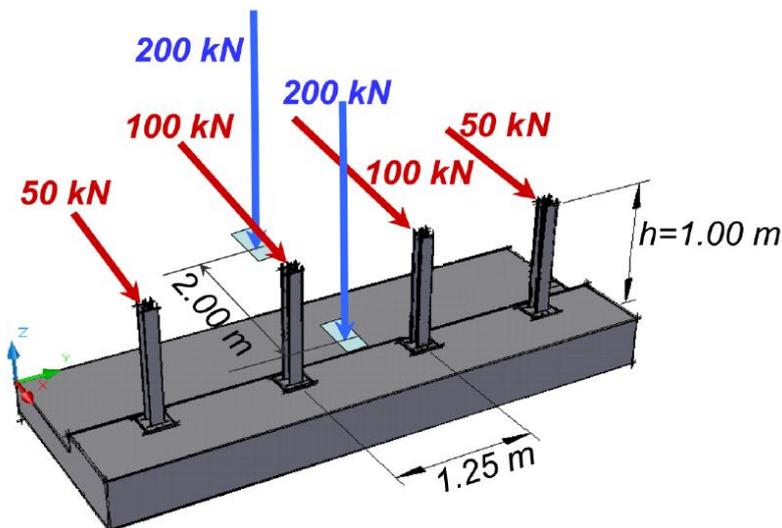


Figura 1 - Geometria di carico per verifica muri di risvolto e cordolo/muro

Azione complessiva da carico eccezionale (urto):	$Q_{k2,urto} = (50 \text{ kN} + 100 \text{ kN} + 100 \text{ kN} + 50 \text{ kN}) = 300 \text{ kN}$
Estensione in pianta della zona di urto:	$b_{urto} = 1.25 \text{ m} \times 3 = 3.75 \text{ m}$
Carico lineare equivalente su b_{urto} :	$H_{k2,urto} = Q_{k2,urto} / b_{urto} = 80.00 \text{ kN/m}$
Altezza spalla (elevazione + fondazione):	$H_{spalla} = 9.60 \text{ m}$
Sviluppo in pianta parete di risvolto:	$B_{risvolto} = 8.60 \text{ m}$
Valore caratt. angolo a taglio (comb. M2):	$\phi = 35.0^\circ$ (relativo ai terreni di imbarco)
Angolo di inclinazione cuneo di spinta attiva:	$\alpha_{attiva} = 45^\circ + \phi/2 = 62.5^\circ$ (vedere Figura 2 avanti)
Larghezza cuneo di spinta attiva (tergo muro risv.):	$x = H_{spalla} / \tan(\alpha_{attiva}) = 5.00 \text{ m}$
Superficie orizzontale di distribuzione del carico:	$S_x = x \times b_{urto} = 18.74 \text{ m}^2$
Coefficiente di spinta "a riposo":	$k_0 = 1 - \sin(\phi) = 0.426$ (relazione di Jaky, assunta per sicurezza)
Carico verticale da "schema di carico 2":	$Q_{k2} = 2 \times 200 \text{ kN} = 400 \text{ kN}$
Carico distribuito equivalente (sch. carico 2):	$q_{k2} = Q_{k2} / S_x = 21.34 \text{ kN/m}^2$
Pressione orizzontale litostatica (sch. carico 2):	$q_{k2,H} = k_0 \times q_{k2} = 9.10 \text{ kN/m}^2$
Altezza tratto di parete h_y a quota y:	$h_y = 7.80 \text{ m}$ (quota $y \leq H_{risvolto}$ sezione incastro di verifica, da testa muro)

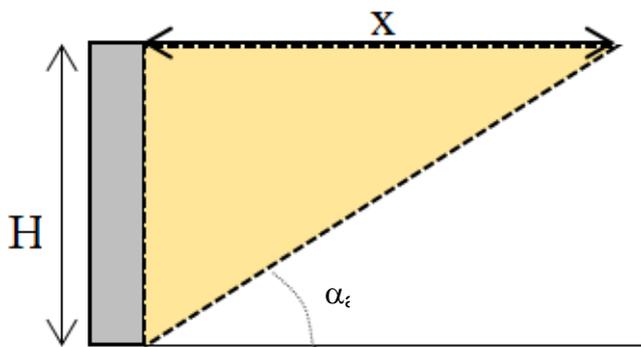


Figura 2 - Schema cuneo di spinta attiva. H è rappresentata l'altezza del muro di risvolto dallo spiccato

Peso specifico terreni d'imbarco:	$\gamma_{imbarco} = 18.00 \text{ kN/m}^3$ (valore medio di riferimento)
Pressione orizzontale terreni alla quota di verifica:	$p_y = k_0 \times \gamma_{imbarco} \times h_y = 59.87 \text{ kN/m}^2$
Fraz. pressione $q_{k2,H}$ equiv. in y effetto $Q_{k2,urto}$:	$\xi_y = 2 \times Q_{k2,urto} \times (h + h_y) / (b_{urto} \times h_y^2 \times q_{k2,H}) = 2.54$ (solo momenti)

progettazione ati:

Pressione equivalente (costante) urto, sez. in y: $p_{y,urto,equiv} = \xi_y \times q_{k2,H} = 23.14 \text{ kN/m}^2$

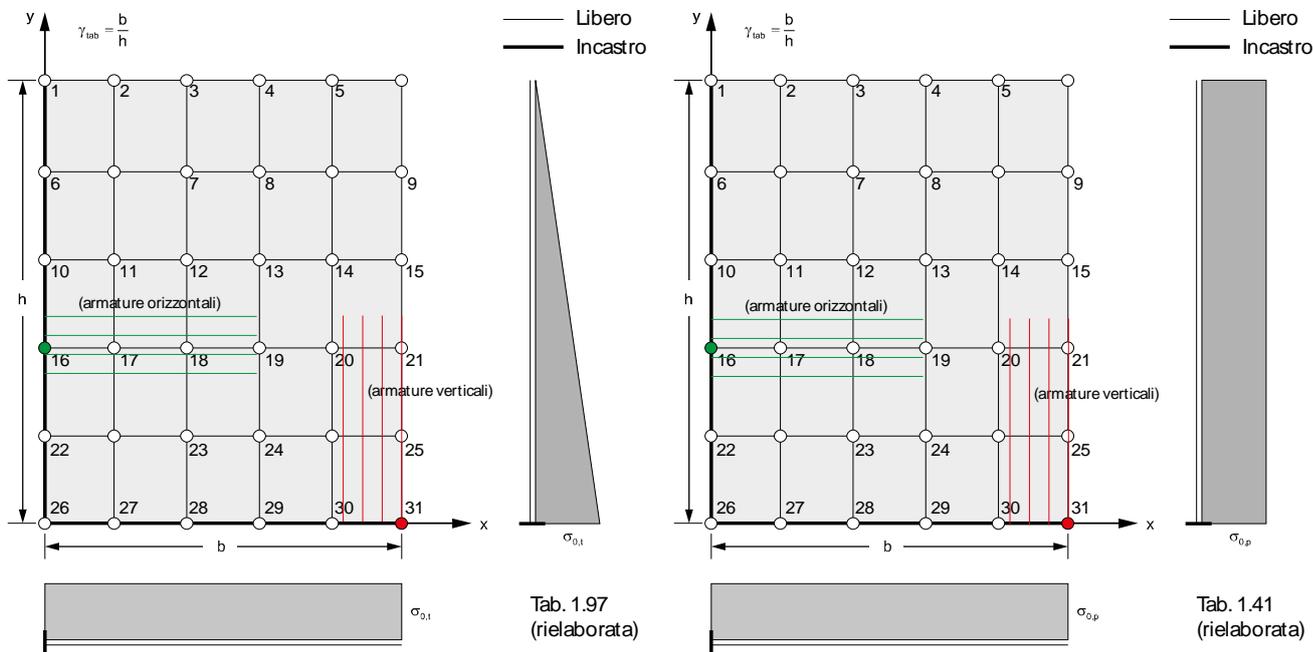


Figura 3 – Schemi di carico delle spinte delle terre sul muro di risvolto. Calcolo da abachi di R. Bares

Rapporto dimensioni muro di risvolto: $\gamma_{tab} = B_{risvolto} / h_y = 1.10$

Coefficienti tab. 1.97 (Richard Bares)

Coefficiente momento infl. x-x (carico triangolare): $\alpha_{x16} = -0.0368$
 Coefficiente momento infl. y-y (carico triangolare): $\alpha_{y31} = -0.1157$
 Coefficiente taglio x-x (carico triangolare): $r_{x16} = 0.2289$
 Coefficiente taglio y-y (carico triangolare): $r_{y31} = 0.5586$

Coefficienti tab. 1.41 (Richard Bares)

Coefficiente momento infl. x-x (carico costante): $\beta_{x16} = -0.1033$
 Coefficiente momento infl. y-y (carico costante): $\beta_{y31} = -0.2949$
 Coefficiente taglio x-x (carico costante): $s_{x16} = 0.3699$
 Coefficiente taglio y-y (carico costante): $s_{y31} = 1.1828$

Sez. di verifica A a quota y (da testa muro)

Massima pressione a quota y sez. A (triangolare): $q_{ECC,t,A} = p_y = 59.87 \text{ kN/m}^2$
 Massima pressione a quota y sez. A (costante): $q_{ECC,c,A} = q_{k2,H} \times (1 + \xi_y) = 32.24 \text{ kN/m}^2$

Sollecitazioni per combinazione eccezionale (urto) – a quota h_{min} su sez. A a quota y

Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: $M_{Ed,SLV,x,A} = (\alpha_{x16} \times q_{ECC,t,A} + \beta_{x16} \times q_{ECC,c,A}) \times B_{risvolto}^2 = -409.30 \text{ kNm/m}$
 Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLV,y,A} = (\alpha_{y31} \times q_{ECC,t,A} + \beta_{y31} \times q_{ECC,c,A}) \times h_y^2 = -999.95 \text{ kNm/m}$
 Sollecitazione di taglio su sez. x-x: $V_{Ed,SLV,x,A} = (r_{y31} \times q_{ECC,t,A} + s_{y31} \times q_{ECC,c,A}) \times h_y = 558.34 \text{ kN/m}$
 Sollecitazione di taglio su sez. y-y: $V_{Ed,SLV,y,A} = (r_{x16} \times q_{ECC,t,A} + s_{x16} \times q_{ECC,c,A}) \times B_{risvolto} = 220.43 \text{ kN/m}$

Sollecitazioni (max) in valore assolute utilizzate per le verifiche strutturali (per b_w = 1 m di larghezza muro)

Sollecitazione flettente per armature orizzontali: $M_{Ed,x,A} = \text{abs}(M_{Ed,SLV,x,A}) = 409.30 \text{ kNm/m}$
 Sollecitazione flettente per armature verticali: $M_{Ed,y,A} = \text{abs}(M_{Ed,SLV,y,A}) = 999.95 \text{ kNm/m}$

Verifica sollecitazioni taglianti (sez. A a quota y): $V_{Ed,y} = \max(V_{Ed,SLV,x,A}, V_{Ed,SLV,y,A}) = 558.34 \text{ kN/m}$

progettazione ati:

NOTA: nelle verifiche a flessione e taglio (sulla sezione A a verifica) si trascura per semplicità e sicurezza il contributo dell'azione di compressione N_{Ed} .

Altezza sezione muro a quota y (sez. A):	$h_A = 750$ mm
Altezza utile sezione muro a quota y (sez. A):	$d_A = 670$ mm
Larghezza sezione in c.a. a verifica:	$b_w = b_{urto} = 3.75$ m
Copriferro (max) armature tese:	$c = 50$ mm
Tensione di snervamento acciai armature:	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza acciai:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ N/mm ²
Armatura longitudinale tesa orizzontale richiesta:	$A_{s1,H} = M_{Ed,x,A} / [0.9 \times d_A \times f_{yd}] = 1735$ mm ² /m
Armatura longitudinale tesa verticale richiesta:	$A_{s1,V} = M_{Ed,y,A} / [0.9 \times d_B \times f_{yd}] = 3086$ mm ² /m

NOTA: le seguenti armature verranno considerate come minimi (verificati) successivamente per la verifica dei muri di risvolto allo SLU, SLV, SLE.

11.4.1 Verifica taglio su sezione a quota y dei muri di risvolto (verifica locale)

L'elemento strutturale verrà schematizzato come una sezione resistente di forma rettangolare di altezza pari allo spessore del muro alla quota di sezione A e larghezza pari alla dimensione di estensione unitaria in pianta. Nella verifica di resistenza allo stato limite per azione eccezionale si prescindere per sicurezza delle azioni assiali di precompressione sulle sezioni in c.a. a verifica. Ciò per penalizzare al massimo la resistenza a taglio in assenza di apposite armature di cucitura.

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

Larghezza (minima) della sezione a taglio:	$b_w = 1000$ mm
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = 750$ mm
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = 690$ mm
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = 25$ N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14.2$ N/mm ² (EC2 eq.3.15, NTC2018)
Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:	$A_{sl} = 0$ mm ² (valore nullo, quando ignorata per sicurezza)
Massimo taglio di progetto (SLU/SLV):	$V_{Ed,0} = 558.3$ kN (da analisi, senza considerare sovraresistenza)
Tipo di elemento a verifica:	piastra (soletta)
Tipo di "Classe di Duttilità" scelta (NTC2018):	"ignorata"
Valore assunto per il coeff. di sovraresistenza:	$\gamma_{Rd} = 1.00$ (valore di $V_{Ed,0}$ già comprensivo o ignorato)
Valore assunto del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times V_{Ed,0} = 558.3$ kN (secondo NTC2018, tab. 7.2.1)
Braccio di leva a flessione:	$z = 0.9 \times d = 621$ mm
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$V_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 0.9$ N/mm ²
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min (A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.000$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18$ N/mm ² / $\gamma_c = 0.120$ N/mm ² $k = \min (1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.538$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{1/3} \times b_w \times d = 0.00$ kN
Tensione minima di taglio:	$v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.334$ N/mm ²
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:	

progettazione ati:

	$N_{Ed} = 0.0 \text{ kN}$
Area della sezione trasversale in cls:	$A_C = b_w \times h = 750000 \text{ mm}^2$
Tensione sulla sezione per azione assiale:	$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = 0.000 \text{ N/mm}^2$
	$k_1 = 0.15 \text{ (NTC2018, eq. 4.1.23)}$
Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):	$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 230.40 \text{ kN}$
Per la sezione in oggetto risulta quindi:	$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 230.40 \text{ kN (NTC2018, eq. 4.1.23)}$
	$V_{Ed} / V_{Rd} = 2.423 > 1 "$

Sono necessarie apposite armature di cucitura a taglio

Area dell'armatura di cucitura al taglio da prevedere (EC2 p.to 6.2.3(4), NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.2)

Tensione di snervamento delle armature a taglio:	$f_{ywk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza acciaio:	$\gamma_s = 1.15 \text{ (NTC2018 p.to 4.1.2.1.1.3)}$
Tensione di progetto degli acciai a taglio:	$f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2 \text{ (NTC2018 eq. 4.1.5)}$
Angolo di inclinazione della armature a taglio rispetto all'asse longitudinale dell'elemento a verifica:	$\alpha = 90.0^\circ$
Fattore di riduzione (EC2 p.to 6.2.3(3), NTC2018):	$v_1 = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.54$
Coefficiente d'interazione assiale:	$\alpha_{cw} = 1.00 \text{ (EC2 p.to 6.2.3(3))}$
Inclinazione della biella convezionale compressa:	$\theta = \max(0.5 \times A \sin(2 \times v_{Ed} / (\alpha_{cw} \times f_{cd} \times v_1)), 21.8^\circ) = 21.8^\circ$
Area dell'armatura a taglio richiesta (EC2 eq. 6.13):	$A_{sw,req} = v_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = 919 \text{ mm}^2/\text{m}$

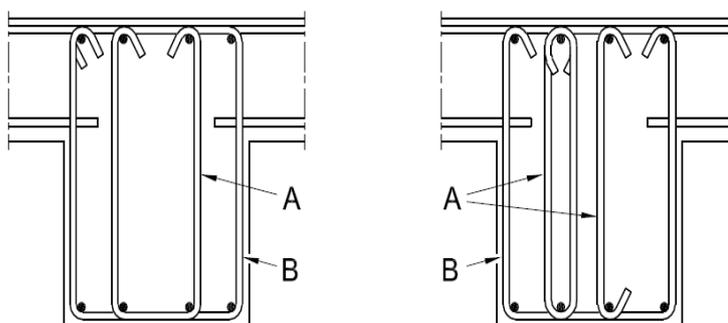
Area minima e aree di cucitura da disporre a taglio (EC2 eqq. 9.4-9.5N)

Area minima di armatura di cucitura a taglio (secondo norma):	
$A_{sw,min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck}/1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{ywk} \times b_w \times \sin(\alpha) = 889 \text{ mm}^2/\text{m}$	

Progetto armatura a taglio (schema generale rappresentato per elementi tipo "trave")

Legenda

- A Alternative per staffe interne
- B Staffe di chiusura



← Schema sezione e staffe (caso "trave")

Area dell'armatura a taglio (min) da disporre:	$A_{sw} = \max(A_{sw,req}, A_{sw,min}) = 919 \text{ mm}^2/\text{m}$
Numero di bracci per sezione armata a taglio:	$N_{bracci} = 3 \text{ (per singola sezione trasversale)}$

progettazione ati:

Diametro ferro armatura a taglio: $\phi_{staffa} = 10$ mm
 Passo (longitudinale) armature a taglio: $s = 200$ mm (in direzione longitudinale all'elemento a taglio)
 Area staffatura effettivamente disposta: $A_{sw,eff} / s = 1178$ mm²/m

OK - Quantitativo di armatura di cucitura a taglio idonea

Nota: si è deciso, in questa particolare verifica, di ignorare la Classe di Duttilità (NTC2018, p.to 7.2.2 – tab. 7.2.1) dell'elemento a verifica. Trattandosi, quindi, di verifica di trave elastica o di elemento "piastra".

Armatura a taglio per elementi tipo "piastra" (EC2 eqq. 9.4-9.5N)

Max passo longitudinale insieme di staffe: $S_{l,max,p} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = 518$ mm (EC2, eq. 9.9 – piastre)
 Max passo longitudinale ferri piegati: $S_{l,max,fp} = d = 690$ mm (EC2, eq. 9.10 – piastre)
 Max distanza trasversale armature taglio: $S_{t,max,p} = 1.5 \times d = 1035$ mm (EC2, p.to 9.3.2(5) – piastre).

Riassunto degli esiti delle verifiche per solo taglio

Di seguito, si riportano gli esiti delle verifiche allo stato limite ultimo SLU/SLV per solo taglio, relativi alla sezione strutturale a verifica. Le verifiche sono state condotte secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

Verifiche SLU/SLV	Area armature a taglio richieste EC2 eq. 6.13	Area armature a taglio minima da norma EC2 eqq. 9.4-9.5N	Armatura a taglio effettivamente disposta
$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$A_{sw,req} / s$ [mm ² /m]	$A_{sw,min}$ [mm ² /m]	$A_{sw,eff} / s$ [mm ² /m]
2.423	919	889	1178

Nota bene : Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio. Di seguito i valori di riferimento per una staffatura "fuori calcolo" (secondo EC2).

Limiti armature per elementi "piastra" (EC2 eqq. 9.4-9.5N)	Limiti armature per elementi "trave" (EC2 p.to 9.2.2, eqq. 9.4-9.5N)
Max passo longitudinale insieme di staffe: $S_{l,max,p} = 518$ mm	Max passo longitudinale armature a taglio: $S_{l,max} = 518$ mm
Max passo longitudinale ferri piegati: $S_{l,max,fp} = 690$ mm	Max distanza trasversale bracci armature taglio: $S_{t,max} = 518$ mm
Max distanza trasversale armature taglio: $S_{t,max,p} = 1035$ mm	-

Nota bene : vengono riportati i valori minimi indicati negli Eurocodici ai quali le NTC2018 fanno riferimento.

11.5 Verifica cordolo e sezione di attacco cordolo/muro

Si adotta una procedura semplificata in sicurezza. Si ipotizza che il montante del sicurvia si mantenga indeformabile durante l'urto e che le connessioni tra muro/cordolo e montanti presentino resistenza a trazione e taglio sufficienti a plasticizzazione e

progettazione ati:

che l'aderenza tra ancoranti e calcestruzzo sia sufficiente per trasmettere il momento di rottura al materiale base in calcestruzzo armato. Si verificano le armature a trazione del cordolo, nella zona localmente più sollecitata.

Sollecitazione flettente di progetto:	$M_{Ed,loc} = (100 \text{ kN}) \times h_2 / (1.25 \text{ m}) = 80.00 \text{ kNm/m}$
Altezza utile armature tese cordolo:	$d_{crd} = 450 \text{ mm}$
Tensione di progetto acciai:	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di abbattimento tensione acciai:	$\phi = 0.75$ (forfetariamente per incertezze sul modello adottato)
Area armatura a flessione richiesta:	$A_{s,crd} = M_{Ed,loc} / [0.9 \times d_{crd} \times \phi \times f_{yd}] = 674 \text{ mm}^2/\text{m}$

11.6 Verifica elementi muri di risvolto

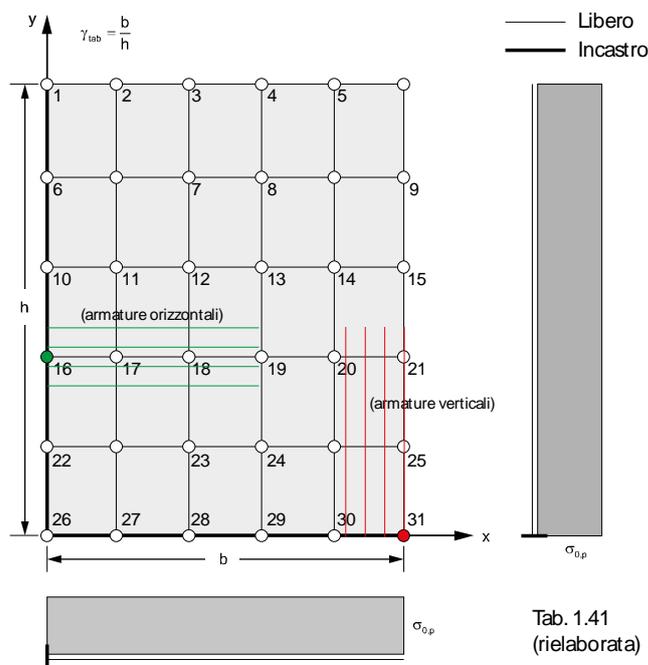
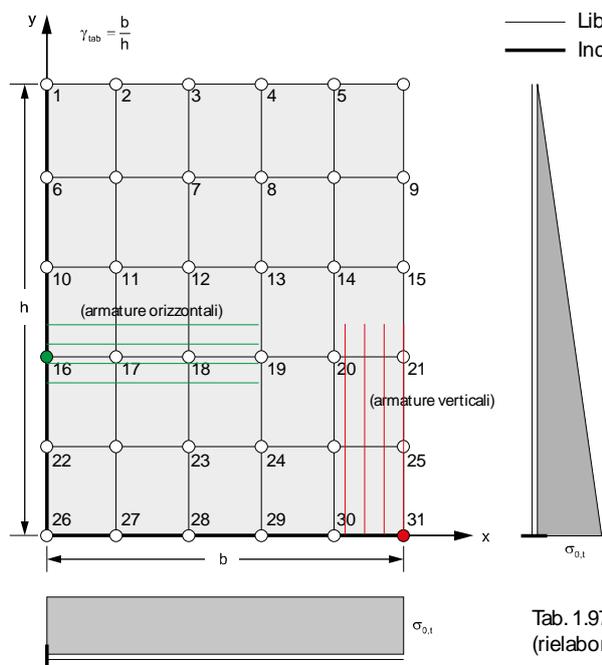
11.6.1 Modello di calcolo adottato

I muri di risvolto sono schematizzati come piastre rettangolari libere sui due lati e vincolate lungo gli altri due alla fondazione e al muro frontale. Generalmente, la rigidità della fondazione è maggiore di quella dei muri di risvolto che quindi sono stati considerati incastrati alla base. Per la spinta statica del terrapieno su parti strutturali di contenimento fondate su pali, si accetta l'ipotesi di spinta "a riposo", con distribuzione triangolare con risultante orizzontale $\sigma_{0,t} = \gamma \lambda_0 h$, con $\lambda_0 = 1 - \sin \varphi$. Qui, in questo caso, si assume $\varphi = 35^\circ$.

L'ipotesi di spinta orizzontale è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso e quindi ha una componente verticale stabilizzante (compressione) che viene trascurata.

11.6.2 Dati geometrici e di carico

Peso specifico terreni:	$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito dei terreni:	$\varphi = 35^\circ$
Coefficiente di spinta "a riposo":	$\lambda_a = 1 - \sin(\varphi) = 0.43$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 20.0 \text{ kN/m}^2$
Altezza muri di risvolto (dir. y-y):	$h = 7.81 \text{ m}$
Larghezza muro di risvolto (dir. x-x):	$b = 8.60 \text{ m}$
Spessore muro di risvolto:	$s = 75 \text{ cm}$



Valore del coefficiente sismico orizzontale:	$k_h = 0.265$ (NTC2018, eqq. 7.11.3, 7.11.5)
Valore dell'incremento sismico (formula di Wood):	$\sigma_{W,SLV} = k_h \times h \times \gamma = 37.25 \text{ kN/m}^2$
Pressione del sovraccarico sul terrapieno:	$\sigma_{0,p} = \lambda_a \times Q_k = 8.53 \text{ kN/m}^2$
Risultante sovraccarico sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 66.61 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale)
Pressione terreni allo spiccatto del muro di risvolto:	$\sigma_{0,t} = \gamma \times \lambda_a \times h = 59.95 \text{ kN/m}^2$

progettazione ati:

Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.): $R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 234.09$ kN/m (valore caratteristico orizzontale)

NOTA: per il calcolo delle sollecitazioni sull'elemento piastra "muro di risvolto" - considerato incastrato su due lati consecutivi e libero sugli altri due - si sono utilizzate le tabelle di Richards Bares. In particolare, non sono state eseguite interpolazioni lineari sui valori tabellati, ma si sono assunti i valori riportati in tabella che danno il maggior cemento nei punti più significativi delle sezioni dei muri di risvolto. Momento x-x per armature ferri orizzontali (interni/esterni), momento y-y per armature ferri verticali (interni/esterni).

11.6.3 Formulazione per il calcolo delle sollecitazioni taglianti e flettenti

Rapporto dimensioni muro di risvolto: $\gamma_{tab} = b/h = 1.10$

Coefficienti tab. 1.97 (Richard Bares)

Coefficiente momento infl. x-x (carico triangolare): $\alpha_{x16} = -0.0368$
 Coefficiente momento infl. y-y (carico triangolare): $\alpha_{y31} = -0.1157$
 Coefficiente taglio x-x (carico triangolare): $r_{x16} = 0.2289$
 Coefficiente taglio y-y (carico triangolare): $r_{y31} = 0.5586$

Coefficienti tab. 1.41 (Richard Bares)

Coefficiente momento infl. x-x (carico costante): $\beta_{x16} = -0.1033$
 Coefficiente momento infl. y-y (carico costante): $\beta_{y31} = -0.2949$
 Coefficiente taglio x-x (carico costante): $s_{x16} = 0.3699$
 Coefficiente taglio y-y (carico costante): $s_{y31} = 1.1828$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLV

Massima pressione allo spiccatto (triangolare): $q_{SLV,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 59.95$ kN/m²
 Massima pressione allo spiccatto (costante): $q_{SLV,c} = 1.0 \times \sigma_{W,SLV} = 37.25$ kN/m²
 Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: $M_{Ed,SLV,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLV,t} + \beta_{x16} \times q_{SLV,c}) \times b^2 = -447.78$ kNm/m
 Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLV,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLV,t} + \beta_{y31} \times q_{SLV,c}) \times h^2 = -1093.17$ kNm/m
 Sollecitazione di taglio su sez. x-x: $V_{Ed,SLV,x} = (r_{y31} \times q_{SLV,t} + s_{y31} \times q_{SLV,c}) \times h = 605.66$ kN/m
 Sollecitazione di taglio su sez. y-y: $V_{Ed,SLV,y} = (r_{x16} \times q_{SLV,t} + s_{x16} \times q_{SLV,c}) \times b = 236.52$ kN/m

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLU

Massima pressione allo spiccatto (triangolare): $q_{SLU,t} = 1.3 \times \sigma_{0,t} = 77.93$ kN/m²
 Massima pressione allo spiccatto (costante): $q_{SLU,c} = 1.5 \times \sigma_{0,p} = 12.79$ kN/m²
 Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: $M_{Ed,SLU,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLU,t} + \beta_{x16} \times q_{SLU,c}) \times b^2 = -309.84$ kNm/m
 Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLU,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLU,t} + \beta_{y31} \times q_{SLU,c}) \times h^2 = -780.09$ kNm/m
 Sollecitazione di taglio su sez. x-x: $V_{Ed,SLU,x} = (r_{y31} \times q_{SLU,t} + s_{y31} \times q_{SLU,c}) \times h = 458.16$ kN/m
 Sollecitazione di taglio su sez. y-y: $V_{Ed,SLU,y} = (r_{x16} \times q_{SLU,t} + s_{x16} \times q_{SLU,c}) \times b = 194.10$ kN/m

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-rara

Massima pressione allo spiccatto (triangolare): $q_{SLE,r,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 59.95$ kN/m²
 Massima pressione allo spiccatto (costante): $q_{SLE,r,c} = 1.0 \times \sigma_{0,p} = 8.53$ kN/m²
 Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: $M_{Ed,SLE,r,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,r,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,r,c}) \times b^2 = -228.32$ kNm/m
 Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLE,r,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE,r,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE,r,c}) \times h^2 = -576.47$ kNm/m

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-frequente

Massima pressione allo spiccatto (triangolare): $q_{SLE,f,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 59.95$ kN/m²
 Massima pressione allo spiccatto (costante): $q_{SLE,f,c} = 0.75 \times \sigma_{0,p} = 6.40$ kN/m²
 Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: $M_{Ed,SLE,f,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,f,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,f,c}) \times b^2 = -212.03$ kNm/m
 Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLE,f,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE,f,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE,f,c}) \times h^2 = -538.11$ kNm/m

Carichi e sollecitazioni per combinazione per SLE-quasi permanente

Massima pressione allo spiccatto (triangolare): $q_{SLE,qp,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 59.95$ kN/m²
 Massima pressione allo spiccatto (costante): $q_{SLE,qp,c} = 0.0 \times \sigma_{0,p} = 0.00$ kN/m²
 Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: $M_{Ed,SLE,qp,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,qp,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,qp,c}) \times b^2 = -163.16$ kNm/m
 Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLE,qp,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE,qp,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE,qp,c}) \times h^2 = -423.06$ kNm/m

progettazione ati:

11.6.4 Sollecitazioni di calcolo per le verifiche di resistenza

SINTESI SOLLECITAZIONI DI PROGETTO SLU/SLV/SLE (in valore assoluto e per $b_w = 1$ m di larghezza di muro)

SLU/SLV per armature portanti orizzontali:	$M_{Ed,x} = \max(\text{abs}(M_{Ed,SLV,x}), \text{abs}(M_{Ed,SLU,x})) = 447.78$ kNm
SLE-rara (armature orizzontali):	$M_{Ed,SLE_r,x} = 228.32$ kNm
SLE-frequente (armature orizzontali):	$M_{Ed,SLE_f,x} = 212.03$ kNm
SLE-quasi permanente (armature orizzontali):	$M_{Ed,SLE_{qp},x} = 163.16$ kNm
SLU/SLV per armature portanti verticali:	$M_{Ed,y} = \max(\text{abs}(M_{Ed,SLV,y}), \text{abs}(M_{Ed,SLU,y})) = 1093.17$ kNm
SLE-rara (armature verticali):	$M_{Ed,SLE_r,y} = 576.47$ kNm
SLE-frequente (armature verticali):	$M_{Ed,SLE_f,y} = 538.11$ kNm
SLE-quasi permanente (armature verticali):	$M_{Ed,SLE_{qp},y} = 423.06$ kNm
SLU/SLV per verifica cls a taglio (no armatura):	$V_{Ed} = \max(V_{Ed,SLV,x}, V_{Ed,SLU,x}, V_{Ed,SLV,y}, V_{Ed,SLU,y}) = 605.66$ kN

11.6.5 Verifiche armature e resistenza a taglio

11.6.5.1 Verifica armature verticali (infittimento max nei nodi 30 e 31)

Si dispone una maglia uniforme di $\phi 25$ passo 20 (esterni su entrambe le facciate) con copriferro netto di 67 mm (copriferro nominale), con maglie di infittimento di $\phi 25$ passo 20 nell'intorno dei nodi 30 e 31.

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

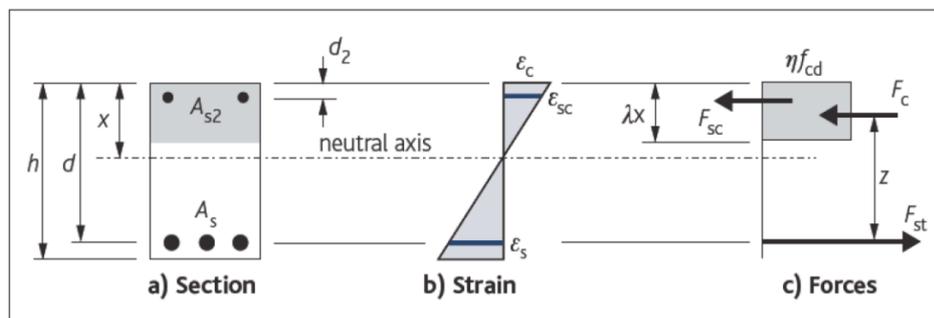
D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

Nota: nelle computo delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica:	rettangolare
Elemento strutturale a verifica:	(elemento strutturale)
Tipo di elemento a verifica:	"piastra"
Larghezza sezione:	$b = 1000$ mm
Altezza sezione:	$h = 750$ mm
Copriferro nominale (barre longit. portanti):	$c_{nom} = 67$ mm (in questo calcolo, non inteso delle armature più esterne)
Armatura longitudinale disposta (tesa):	$A_s = 5\phi 25$ (correnti) + $5\phi 25$ (spezzoni)
Armatura longitudinale disposta (compressa):	$A_{s2} = 5\phi 25$ (correnti) + $0\phi 25$ (spezzoni)
Armatura di cucitura a taglio disposta:	almeno in ragione di 1006 mm ² /m
Lunghezza minima ancoraggi (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 26$ cm
Lunghezza minima ancoraggi (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 53$ cm



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	$M_{Ed} = 1093.2$ kNm
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV):	$V_{Ed} = 605.7$ kN
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 423.1$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 538.1$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 576.5$ kNm

progettazione ati:

Limite max aperture fessure per comb. QP:	$W_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Limite max aperture fessure per comb. FR:	$W_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17).

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

Verifiche SLU/SLV		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.942	1.701	0.531	0.450	0.549	0.354	0.361

Nota bene: Il pedice "s" sta per "acciaio" in trazione, il pedice "c" sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.1

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck} = 32$ N/mm ²
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40$ N/mm ²
Classe di resistenza cls:	C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.1)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.41$ N/mm ² (da NTC2018, eq. 4.1.4)
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22$ N/mm ² (EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)
Diametro armature longitudinali:	$\phi = 25$ mm (diametro di riferimento, assunto)
Lunghezza di ancoraggio base:	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 880$ mm (EC2 eq. 8.3) $l_{b,rqd} = 90$ cm (arrotondato in eccesso)
Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base):	$l_{b,rqd} = 36\phi$
Lunghezza minima di ancoraggio (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 26$ cm
Lunghezza minima di ancoraggio (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 53$ cm

Calcolo fattori K, K' (per verifica tipo di armatura: singola o doppia)

Momento flettente di progetto applicato:	$M_{Ed} = 1093.2$ kNm
Larghezza della sezione (a verifica):	$b = b_w = 1000$ mm
Altezza effettiva della sezione:	$h = 750$ mm
Altezza utile della sezione:	$d = 671$ mm
Percentuale del momento di redistribuzione:	$m_r = 0$ %
Tasso di redistribuzione sulla sezione:	$\delta = \max(1 - m_r, 0.70) = 1.00$
Profondità asse neutro, SLU (dopo redistribuzione):	$x_u = (\delta - 0.4) \times d = 403$ mm
Massimo valore del coefficiente K:	$K_{max} = 1 / 3.53 = 0.283$
Coefficiente K (momento agente adimensionale):	$K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = 0.076$
Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls):	$K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = 0.208$

OK - Valore di K congruente (sezione geometrica e altezza compatibili)
K <= K' - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Area di armature tesa richiesta (sezione ad armatura singola)

Tensione di snervamento acciai armature:	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
Braccio di leva (armatura singola):	$z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{[1 - 3.53 \times K]}, 0.95) \times d = 623$ mm
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ N/mm ²
Area armature tese richieste (armatura singola):	$A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = 4487$ mm ²
Armatura singola (armat. compressa):	$A_{s2,req} = 0$ mm ² "(non serve armatura compressa)"

K <= K' - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Minimi quantitativi di armatura tesa (EC2 p.to 7.3.2)

Coefficiente di distribuzione delle tensioni:	$k_c = 0.4$
---	-------------

progettazione ati:

Coefficiente di tensione non uniforme autoequilib.:	k = 0.65
Valore medio della resistenza a trazione (cls):	$f_{ct,eff} = 3.0 \text{ N/mm}^2$
Area del calcestruzzo in zona tesa:	$A_{ct} = b \times (h - x_u) = 347400 \text{ mm}^2$
Massima tensione ammessa nelle armature tese:	$\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ (EC2, prospetti 7.2N, 7.3N)
Diametro max delle barre in trazione:	$\phi_s^* = 25 \text{ mm}$ (EC2, da prospetto 7.2N)
Altezza zona tesa prima della fessurazione:	$h_{cr} = h/2 = 375 \text{ mm}$ (approssimato,)
Diametro massimo modificato (barre tese):	$\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 24.7 \text{ mm}$ (per sezione inflessa)
Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1):	$A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 910 \text{ mm}^2$

OK - Armatura a trazione da calcolo superiore al minimo richiesto: $A_{s1,req} \geq A_{s,min}$

Aree armature tesa e compressa richieste (calcolo/minimo norme)

Armature richieste da considerare (calcolo/norma):	$A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = 4487 \text{ mm}^2$ (in trazione)
	$A_{s2,req,eff} = 0 \text{ mm}^2$ (in compressione)

Armature effettivamente disposte in zona tesa nella sezione larga $b = b_w$ e alta h

Numero barre (base) a compressione in sezione:	$n_{min,c} = 5$
Diametro barre (base) in compressione:	$\phi_{min,c} = 25 \text{ mm}$
Numero barre (aggiuntive) a compressione:	$n_{max,c} = 0$
Diametro barre (aggiuntive) in compressione:	$\phi_{max,c} = 25 \text{ mm}$
Barre di armatura compressa disposta ($A_{s2,prov}$):	5ϕ25 (diffusa) + 0ϕ25 (spezzoni)
Area armature (effettive) in zona compressa:	$A_{s2,prov} = 2455 \text{ mm}^2$
Numero barre (base) a trazione in sezione:	$n_{min} = 5$
Diametro barre (base) a trazione:	$\phi_{min} = 25 \text{ mm}$
Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione:	$n_{max} = 5$
Diametro barre (aggiuntive) a trazione:	$\phi_{max} = 25 \text{ mm}$
Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$):	5ϕ25 (diffusa) + 5ϕ25 (spezzoni)
Area armature (effettive presenti) in zona tesa:	$A_{s,prov} = 4910 \text{ mm}^2$
Momento resistente SLU/SLV:	$M_{Rd} = 0.9 \times d \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 1160.3 \text{ kNm}$ $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.942 < 1$

OK - Armatura disposta in trazione sufficiente

Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N):	$A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 1172 \text{ mm}^2$
Area max di armatura tesa (EC2, p.to 9.2.1.1(3)):	$A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 30000 \text{ mm}^2$

OK - Armatura tesa compressa entro i limiti: $A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

Minimi quantitativi di armatura tesa per travi (NTC p.to 7.4.6.2) – se elemento considerato anche come “trave”

Rapporto geometrico armatura tesa:	$\rho_{a,tesa} = A_{s,prov} / (b \times h) = 0.007$
Rapporto geometrico armatura compressa:	$\rho_{a,compressa} = A_{s2,prov} / (b \times h) = 0.003$
Risulta (zone dissipative):	$\rho_{a,compressa} / \rho_{a,tesa} = 0.500 > 0.5$ (NTC2018 p.to 7.4.6.2.1)
	OK - Armatura compressa entro i limiti: $\rho_{a,compressa} / \rho_{a,tesa} \geq 0.5$
Minimo rapporto geometrico ammesso:	$\rho_{a,min} = 1.4 / f_{yk} = 0.003$ (NTC2018, eq. 7.4.26)
Massimo rapporto geometrico ammesso:	$\rho_{a,max} = \rho_{a,compressa} + 3.5 / f_{yk} = 0.011$

OK - Armatura tesa entro i limiti: $\rho_{a,min} \leq \rho_{a,tesa} < \rho_{a,max}$

Minimi quantitativi di armatura tesa per piastre piene (NTC p.to 4.1.6.1, EC2 p.to 9.3.1 – 9.2.1.1(1) e (3))

Larghezza media della zona tesa:	$b_t = b_w = 1000 \text{ mm}$
Area armatura minima (piastra):	$A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 1172 \text{ mm}^2$
Area sezione trasversale calcestruzzo:	$A_c = b_w \times h = 750000 \text{ mm}^2$
Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni):	$A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = 30000 \text{ mm}^2$
Area armature (effettive presenti) in zona tesa:	$A_{s,prov} = 4910 \text{ mm}^2$

OK - Armatura tesa entro i limiti: $A_{s,min,pl} \leq A_{s,prov} < A_{s,max,pl}$

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 423.1 \text{ kNm}$
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 538.1 \text{ kNm}$
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 576.5 \text{ kNm}$
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.17)
Altezza effettiva sezione inflessa:	$h = 750 \text{ mm}$
Larghezza sezione inflessa:	$b = 1000 \text{ mm}$
Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso:	$d_2 = 79 \text{ mm}$
Armatura superiore compressa (presente):	$A_f' = A_{s2,prov} = 2455 \text{ mm}^2$

progettazione ati:

Armatura inferiore tesa (presente):	$A_f = A_{s,prov} = 4910 \text{ mm}^2$
Coefficiente di omogenizzazione:	$n_- = 15$
Parametro "a ₁ " (posizione):	$a_1 = n_- \times (A_f' + A_f) / b = 110 \text{ mm}$
Parametro "e ₁ " (posizione):	$e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = 3488555 \text{ mm}^3$
Parametro "c ₁ " (posizione):	$c_1 = n_- \times (A_f' + A_f)^2 = 813648375 \text{ mm}^4$
Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.):	$y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = 231 \text{ mm}$
Tensione massima cls compresso (comb. rara):	$\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_- \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2)/y] = 6.94 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima acciai tesi (comb. rara):	$\sigma_{s,RA} = n_- \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = 197.81 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima cls compresso (comb. QP):	$\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 5.09 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima cls compresso (comb. FR):	$\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 6.48 \text{ N/mm}^2$
Risulta, quindi:	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.549 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$ $\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.354 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$ $\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.361 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente):	$W_{k,max_QP} = 0.20 \text{ mm}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Max apertura fessure (comb. frequente):	$W_{k,max_FR} = 0.30 \text{ mm}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Larghezza della sezione:	$b = 1000 \text{ mm}$
Posizione asse neutro (elastico)	$x = 231 \text{ mm}$ (da lembo compresso)
Altezza effettiva dell'area di cls in trazione:	$h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = 173 \text{ mm}$ (EC2, p.to 7.3.2(3))
Area barre disposte in zona tesa:	$A_{s,prov} = 4910 \text{ mm}^2$
Area barre disposte in zona compressa:	$A_{s2,prov} = 2455 \text{ mm}^2$
Copri ferro armature longitudinali:	$c = c_{nom} = 67 \text{ mm}$
Momento in combinazione quasi-permanente:	$M_{QP} = 423.1 \text{ kNm}$
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = 0.39$
Tensione di esercizio QP nelle armature tese:	$\sigma_{s_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_QP} = 138 \text{ N/mm}^2$
Momento in combinazione rara:	$M_{FR} = 538.1 \text{ kNm}$
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = 0.49$
Tensione di esercizio FR nelle armature tese:	$\sigma_{s_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_FR} = 176 \text{ N/mm}^2$
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.0 \text{ N/mm}^2$ (valore di trazione efficace)
Modulo di elasticità secante del cls:	$E_{cm} = 33346 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità acciaio:	$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls):	$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.00$
Diametro (equivalente) armature longitudinali tese:	$\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = 25 \text{ mm}$
Area effettiva del cls in trazione:	$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = 172875 \text{ mm}^2$
Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10):	$\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = 0.028$
Fattore di durata del carico:	$k_t = 0.6$ (EC2, p.to 7.3.4(2))
Coefficiente aderenza armature:	$k_1 = 0.2$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente di distribuzione deformazioni:	$k_2 = 0.5$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k ₃ :	$k_3 = 3.4$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k ₄ :	$k_4 = 0.425$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Spaziatura barre tese disposte:	$s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = 100 \text{ mm}$
Spaziatura armatura aderente > 5 × (c _{nom} + φ _{eq} /2) ?:	"no"
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11):	$s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = 256 \text{ mm}$
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14):	$s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = 674 \text{ mm}$
Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore:	$s_{r,max} = 256 \text{ mm}$
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8):	$W_{k_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_QP} / E_s]$
	$W_{k_QP} = 0.11 \text{ mm}$
Risulta, per combinazione quasi-permanente:	$W_{k_QP} \leq W_{k,max_QP}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK

Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione frequente (EC2, eq.7.8):

	$W_{k_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_FR} / E_s]$
	$W_{k_FR} = 0.14 \text{ mm}$
Risulta, per combinazione frequente:	$W_{k} \leq W_{k,max_FR}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

Minima larghezza della sezione a taglio:	$b_w = 1000 \text{ mm}$
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = 750 \text{ mm}$
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = 671 \text{ mm}$
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$

progettazione ati:

Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.1$ N/mm ² (EC2 eq.3.15, NTC2018)
Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:	$A_{sl} = A_{s,prov} = 4910$ mm ²
Valore del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 605.7$ kN
Braccio di leva a flessione:	$z = 623$ mm
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$v_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 1.0$ N/mm ²
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.007$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18$ N/mm ² / $\gamma_c = 0.120$ N/mm ² $k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.546$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 356.1$ kN
Tensione minima di taglio:	$v_{min} = 0.035$ N/mm ² $\times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.4$ N/mm ²
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:	$N_{Ed} = 0$ kN
Area della sezione trasversale in cls:	$A_c = b_w \times h = 750000$ mm ²
Tensione sulla sezione per azione assiale:	$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_c, 0.2 \times f_{cd}) = 0.0$ N/mm ² $k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):	$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 255.4$ kN
Per la sezione in oggetto risulta quindi:	$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 356$ kN (NTC2018, eq. 4.1.23) $V_{Ed} / V_{Rd} = 1.701 > 1$

Necessarie apposite armature di cucitura a taglio

Area dell'armatura di cucitura al taglio da prevedere (EC2 p.to 6.2.3(4), NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.2)

Tensione di snervamento delle armature a taglio:	$f_{ywk} = 450$ N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza acciaio:	$\gamma_s = 1.15$ (NTC2018 p.to 4.1.2.1.1.3)
Tensione di progetto degli acciai a taglio:	$f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s = 391.3$ N/mm ² (NTC2018 eq. 4.1.5)
Angolo di inclinazione della armature a taglio rispetto all'asse longitudinale dell'elemento a verifica:	$\alpha = 90.0$ deg
Fattore di riduzione (EC2 p.to 6.2.3(3), NTC2018):	$v_1 = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.5$
Coefficiente d'interazione assiale:	$\alpha_{cw} = 1.00$ (EC2 p.to 6.2.3(3))
Inclinazione della biella convezionale compressa:	$\theta = \max(0.5 \times A_{sin}(2 \times v_{Ed} / (\alpha_{cw} \times f_{cd} \times v_1)), 21.8 \text{ deg}) = 21.8$ deg
Area dell'armatura a taglio richiesta (EC2 eq. 6.13):	$A_{sw,req} = v_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = 994$ mm ² /m

Area minima e aree di cucitura da disporre a taglio (EC2 eqg. 9.4-9.5N)

$$A_{sw,min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck}/1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{ywk} \times b_w \times \sin(\alpha) = 1006 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Area dell'armatura a taglio (min) da disporre: $A_{sw} = \max(A_{sw,req}, A_{sw,min}) = 1006 \text{ mm}^2/\text{m}$

Max passo longitudinale insiemi di staffe: $S_{l,max,p} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = 503$ mm (EC2, eq. 9.9 – piastre)

Max passo longitudinale ferri piegati: $S_{l,max,p} = d = 671$ mm (EC2, eq. 9.10 – piastre)

Max distanza trasversale armature taglio: $S_{t,max,p} = 1.5 \times d = 1006$ mm (EC2, p.to 9.3.2(5) – piastre).

11.6.5.2 Verifica armature orizzontali (infittimento max nei nodi 16 e 17)

Si dispongono $\phi 22$ passo 20 (esterni su entrambe le facciate) con copriferro netto di 45 mm (copriferro nominale).

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

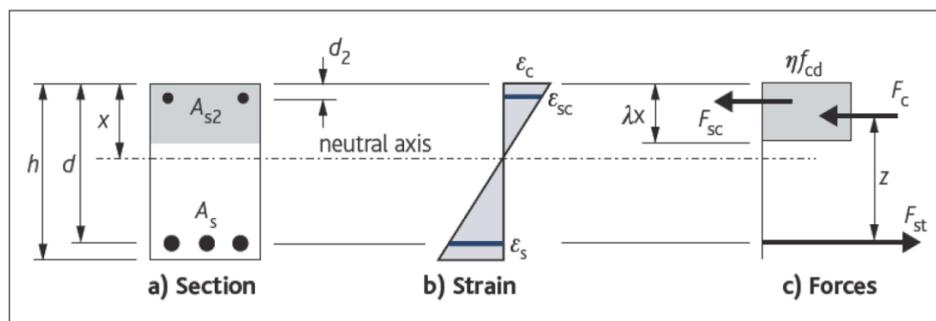
Nota: nelle computo delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica:	rettangolare
Elemento strutturale a verifica:	(elemento strutturale)
Tipo di elemento a verifica:	"piastra"
Larghezza sezione:	$b = 1000$ mm

progettazione ati:

Altezza sezione:	$h = 750$ mm
Copriferro nominale (barre longit. portanti):	$C_{nom} = 45$ mm (in questo calcolo, non inteso delle armature più esterne)
Armatura longitudinale disposta (tesa):	$A_s = 5\phi 22$ (correnti) + $0\phi 22$ (spezzoni)
Armatura longitudinale disposta (compressa):	$A_{s2} = 5\phi 22$ (correnti) + $0\phi 22$ (spezzoni)
Armatura di cucitura a taglio disposta:	(si veda scheda di calcolo armature verticali)
Lunghezza minima ancoraggi (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 23$ cm
Lunghezza minima ancoraggi (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 46$ cm



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	$M_{Ed} = 447.8$ kNm
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV):	$V_{Ed} = 236.5$ kN
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 163.2$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 212.0$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 228.3$ kNm
Limite max aperture fessure per comb. QP:	$w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Limite max aperture fessure per comb. FR:	$w_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17)

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

Verifiche SLU/SLV		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.964	0.896	0.400	0.346	0.521	0.182	0.191

Nota bene: Il pedice "s" sta per "acciaio" in trazione, il pedice "c" sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.I

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck} = 32$ N/mm ²
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40$ N/mm ²
Classe di resistenza cls:	C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.I)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.41$ N/mm ² (da NTC2018, eq. 4.1.4)
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22$ N/mm ² (EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)
Diametro armature longitudinali:	$\phi = 22$ mm (diametro di riferimento, assunto)
Lunghezza di ancoraggio base:	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 774$ mm (EC2 eq. 8.3) $l_{b,rqd} = 80$ cm (arrotondato in eccesso)

progettazione ati:

Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base): $l_{b,reqd} = 37\phi$
 Lunghezza minima di ancoraggio (compressione): $l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,reqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 23 \text{ cm}$
 Lunghezza minima di ancoraggio (trazione): $l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,reqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 46 \text{ cm}$

Calcolo fattori K, K' (per verifica tipo di armatura: singola o doppia)

Momento flettente di progetto applicato: $M_{Ed} = 447.8 \text{ kNm}$
 Larghezza della sezione (a verifica): $b = b_w = 1000 \text{ mm}$
 Altezza effettiva della sezione: $h = 750 \text{ mm}$
 Altezza utile della sezione: $d = 694 \text{ mm}$
 Percentuale del momento di redistribuzione: $m_r = 0 \%$
 Tasso di redistribuzione sulla sezione: $\delta = \max(1 - m_r, 0.70) = 1.00$
 Profondità asse neutro, SLU (dopo redistribuzione): $x_u = (\delta - 0.4) \times d = 416 \text{ mm}$
 Massimo valore del coefficiente K: $K_{max} = 1 / 3.53 = 0.283$
 Coefficiente K (momento agente adimensionale): $K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = 0.029$
 Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls): $K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = 0.208$

OK - Valore di K congruente (sezione geometrica e altezza compatibili)
 $K \leq K'$ - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Area di armature tesa richiesta (sezione ad armatura singola)

Tensione di snervamento acciai armature: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
 Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio: $\gamma_s = 1.15$
 Braccio di leva (armatura singola): $z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{[1 - 3.53 \times K]}, 0.95) \times d = 659 \text{ mm}$
 Tensione di progetto acciai armature: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
 Area armature tese richieste (armatura singola): $A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = 1736 \text{ mm}^2$
 Armatura singola (armat. compressa): $A_{s2,req} = 0 \text{ mm}^2$ "(non serve armatura compressa)"

$K \leq K'$ - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Minimi quantitativi di armatura tesa (EC2 p.to 7.3.2)

Coefficiente di distribuzione delle tensioni: $k_c = 0.4$
 Coefficiente di tensione non uniforme autoequilib.: $k = 0.65$
 Valore medio della resistenza a trazione (cls): $f_{ct,eff} = 3.0 \text{ N/mm}^2$
 Area del calcestruzzo in zona tesa: $A_{ct} = b \times (h - x_u) = 333600 \text{ mm}^2$
 Massima tensione ammessa nelle armature tese: $\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ (EC2, prospetti 7.2N, 7.3N)
 Diametro max delle barre in trazione: $\phi_s^* = 22 \text{ mm}$ (EC2, da prospetto 7.2N)
 Altezza zona tesa prima della fessurazione: $h_{cr} = h/2 = 375 \text{ mm}$ (approssimato,)
 Diametro massimo modificato (barre tese): $\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 30.7 \text{ mm}$
 (per sezione inflessa)
 Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1): $A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 874 \text{ mm}^2$

OK - Armatura a trazione da calcolo superiore al minimo richiesto: $A_{s1,req} \geq A_{s,min}$

Aree armature tesa e compressa richieste (calcolo/minimo norme)

Armature richieste da considerare (calcolo/norma): $A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = 1736 \text{ mm}^2$ (in trazione)
 $A_{s2,req,eff} = 0 \text{ mm}^2$ (in compressione)

Armature effettivamente disposte in zona tesa nella sezione larga $b = b_w$ e alta h

Numero barre (base) a compressione in sezione: $n_{min,c} = 5$
 Diametro barre (base) in compressione: $\phi_{min,c} = 22 \text{ mm}$
 Numero barre (aggiuntive) a compressione: $n_{max,c} = 0$
 Diametro barre (aggiuntive) in compressione: $\phi_{max,c} = 22 \text{ mm}$
 Barre di armatura compressa disposta ($A_{s2,prov}$): $5\phi 22$ (diffusa) + $0\phi 22$ (spezzoni)
 Area armature (effettive) in zona compressa: $A_{s2,prov} = 1900 \text{ mm}^2$
 Numero barre (base) a trazione in sezione: $n_{min} = 5$
 Diametro barre (base) a trazione: $\phi_{min} = 22 \text{ mm}$
 Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione: $n_{max} = 0$
 Diametro barre (aggiuntive) a trazione: $\phi_{max} = 22 \text{ mm}$
 Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$): $5\phi 22$ (diffusa) + $0\phi 22$ (spezzoni)
 Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 1900 \text{ mm}^2$
 Momento resistente SLU/SLV: $M_{Rd} = 0.9 \times d \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 464.4 \text{ kNm}$
 $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.964 < 1$

OK - Armatura disposta in trazione sufficiente

Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N): $A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 1212 \text{ mm}^2$
 Area max di armatura tesa (EC2, p.to 9.2.1.1(3)): $A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 30000 \text{ mm}^2$

OK - Armatura tesa compressa entro i limiti: $A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

progettazione ati:

Minimi quantitativi di armatura tesa per piastre piene (NTC p.to 4.1.6.1, EC2 p.to 9.3.1 – 9.2.1.1(1) e (3))

Larghezza media della zona tesa:	$b_t = b_w = 1000$ mm
Area armatura minima (piastra):	$A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 1212$ mm ²
Area sezione trasversale calcestruzzo:	$A_c = b_w \times h = 750000$ mm ²
Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni):	$A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = 30000$ mm ²
Area armature (effettive presenti) in zona tesa:	$A_{s,prov} = 1900$ mm ²

OK - Armatura tesa entro i limiti: $A_{s,min,pl} \leq A_{s,min,pl} < A_{s,max,pl}$

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 163.2$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 212.0$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 228.3$ kNm
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17)
Altezza effettiva sezione inflessa:	$h = 750$ mm
Larghezza sezione inflessa:	$b = 1000$ mm
Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso:	$d_2 = 56$ mm
Armatura superiore compressa (presente):	$A_f' = A_{s2,prov} = 1900$ mm ²
Armatura inferiore tesa (presente):	$A_f = A_{s,prov} = 1900$ mm ²
Coefficiente di omogenizzazione:	$n_- = 15$
Parametro "a ₁ " (posizione):	$a_1 = n_- \times (A_f' + A_f) / b = 57$ mm
Parametro "e ₁ " (posizione):	$e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = 1425000$ mm ³
Parametro "c ₁ " (posizione):	$c_1 = n_- \times (A_f' + A_f)^2 = 216600000$ mm ⁴
Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.):	$y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = 157$ mm
Tensione massima cls compresso (comb. rara):	$\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_- \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2)/y] = 3.67$ N/mm ²
Tensione massima acciai tesi (comb. rara):	$\sigma_{s,RA} = n_- \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = 187.52$ N/mm ²
Tensione massima cls compresso (comb. QP):	$\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 2.62$ N/mm ²
Tensione massima cls compresso (comb. FR):	$\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 3.41$ N/mm ²
Risulta, quindi:	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.521$ " <= 1 "
	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.182$ " <= 1 "
	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.191$ " <= 1 "

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente):	$W_{k,max,QP} = 0.20$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Max apertura fessure (comb. frequente):	$W_{k,max,FR} = 0.30$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Larghezza della sezione:	$b = 1000$ mm
Posizione asse neutro (elastico)	$x = 157$ mm (da lembo compresso)
Altezza effettiva dell'area di cls in trazione:	$h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = 140$ mm (EC2, p.to 7.3.2(3))
Area barre disposte in zona tesa:	$A_{s,prov} = 1900$ mm ²
Area barre disposte in zona compressa:	$A_{s2,prov} = 1900$ mm ²
Copri ferro armature longitudinali:	$C = C_{nom} = 45$ mm
Momento in combinazione quasi-permanente:	$M_{QP} = 163.2$ kNm
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL,QP} = M_{QP} / M_{Ed} = 0.36$
Tensione di esercizio QP nelle armature tese:	$\sigma_{s,QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL,QP} = 130$ N/mm ²
Momento in combinazione rara:	$M_{FR} = 212.0$ kNm
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL,FR} = M_{FR} / M_{Ed} = 0.47$
Tensione di esercizio FR nelle armature tese:	$\sigma_{s,FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL,FR} = 169$ N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.0$ N/mm ² (valore di trazione efficace)
Modulo di elasticità secante del cls:	$E_{cm} = 33346$ N/mm ²
Modulo di elasticità acciaio:	$E_s = 200000$ N/mm ²
Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls):	$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.00$
Diametro (equivalente) armature longitudinali tese:	$\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = 22$ mm
Area effettiva del cls in trazione:	$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = 140000$ mm ²
Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10):	$\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = 0.014$
Fattore di durata del carico:	$k_t = 0.6$ (EC2, p.to 7.3.4(2))
Coefficiente aderenza armature:	$k_1 = 0.2$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente di distribuzione deformazioni:	$k_2 = 0.5$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k ₃ :	$k_3 = 3.4$ (EC2, p.to 7.3.4(3))

progettazione ati:

Coefficiente k_4 : $k_4 = 0.425$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
 Spaziatura barre tese disposte: $s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = 200$ mm
 Spaziatura armatura aderente $> 5 \times (C_{nom} + \phi_{eq}/2)$?: **"no"**
 Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11): $s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = 205$ mm
 Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14): $s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = 770$ mm
 Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore: $s_{r,max} = 205$ mm
 Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8):
 $W_{k_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_QP} / E_s]$
 $W_{k_QP} = 0.08$ mm
 Risulta, per combinazione quasi-permanente: $W_{k_QP} \leq W_{k,max_QP}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK

Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione frequente (EC2, eq.7.8):

$W_{k_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_FR} / E_s]$
 $W_{k_FR} = 0.10$ mm
 Risulta, per combinazione frequente: $W_k \leq W_{k,max_FR}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

Minima larghezza della sezione a taglio: $b_w = 1000$ mm
 Altezza effettiva della sezione (a flessione): $h = 750$ mm
 Altezza utile della sezione a taglio: $d = 694$ mm
 Resistenza caratteristica del cls: $f_{ck} = 32$ N/mm²
 Coefficiente parziale di sicurezza cls: $\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
 Coefficiente di applicazione dei carichi: $\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
 Resistenza di progetto a compressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.1$ N/mm² (EC2 eq.3.15, NTC2018)
 Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:
 $A_{sl} = A_{s,prov} = 1900$ mm²
 Valore del taglio di progetto (SLU/SLV) $V_{Ed} = 236.5$ kN
 Braccio di leva a flessione: $z = 659$ mm
 Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV): $V_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 0.4$ N/mm²
 Tasso geometrico armature longitudinali a trazione: $\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.003$
 Tensione nel conglomerato: $C_{Rd,c} = 0.18$ N/mm² / $\gamma_c = 0.120$ N/mm²
 $k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.537$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
 Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a): $V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 263.8$ kN
 Tensione minima di taglio: $v_{min} = 0.035$ N/mm² $\times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.4$ N/mm²
 Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:
 $N_{Ed} = 0$ kN
 Area della sezione trasversale in cls: $A_c = b_w \times h = 750000$ mm²
 Tensione sulla sezione per azione assiale: $\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_c, 0.2 \times f_{cd}) = 0.0$ N/mm²
 $k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
 Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b): $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 261.8$ kN
 Per la sezione in oggetto risulta quindi: $V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 264$ kN (NTC2018, eq. 4.1.23)
 $V_{Ed} / V_{Rd} = 0.896 <= 1$
OK - Non necessarie apposite armature di cucitura a taglio

11.6.6 Esiti verifiche a taglio

Sono necessarie armature di cucitura a taglio. Si dispongono armature in ragione di almeno 1006 mm²/m.

11.7 Verifica platea (mensola tozza)

11.7.1 Modello di calcolo adottato

Per il caso in oggetto, ci si trova di fronte alla condizione che l'aggetto della platea ($L = 2.20$ m) risulta minore di 2 volte l'altezza del dado di fondazione ($2 \times H = 3.60$ m). Si considera quindi il meccanismo resistente di "mensola tozza". A tal proposito, si considera un'impronta di carico pari ad una sezione quadrata equivalente all'area del palo di estremità che risulta maggiormente sollecitato a compressione e a taglio. La biella convenzionale di calcestruzzo compressa (del modello tirante-puntone) presenta quindi una sezione trasversale quadrangolare $a_2 \times l_{eq}$ la cui larghezza trasversale (a_2) dipenderà dalla sua inclinazione θ all'equilibrio (funzione della geometria della soletta e dei pali) e dal diametro del palo stesso. Si considerano i due

progettazione ati:

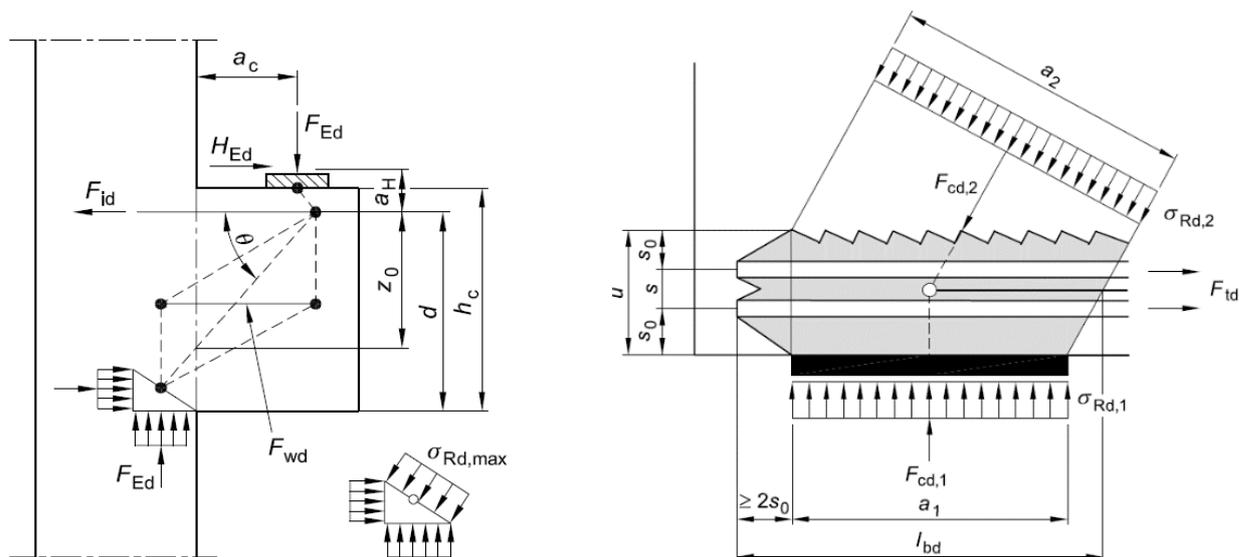
pali di estremità equivalenti ad un solo palo (considerato fittizio nel loro baricentro geometrico in pianta) la cui azione assiale è pari alla somma del massimo carico assiale sul palo della palificata. Stesso discorso per l'azione di taglio.

11.7.2 Geometria dell'unghia della soletta di fondazione

Ampiezza sbalzo da filo parete elevazione:	$a = 2200$ mm
Diametro pali scelti:	$\phi = 450$ mm
Dimensione lato quadrato equivalente sez. palo:	$l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{(\pi)} = 398.8$ mm (per impronta di carico equivalente)
Dimensione impronta carico (equivalente):	$a_1 = l_{eq} = 399$ mm
Interasse pali (dir. x-x e y-y):	$i = 3 \times \phi = 1350$ mm
Ampiezza mensola tozza (interasse pali):	$b = i = 1350$ mm (si considera la fascia interessata da 1 palo)
Larghezza biella convenzionale compressa:	$b_w = l_{eq} = 399$ mm (quadrato di area equivalente alla sez. del palo)
Altezza (costante) della soletta di fondazione:	$h_c = 1800$ mm

11.7.3 Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005

Schemi di calcolo indicati nel corpo degli Eurocodici, presi in considerazione nel modello di calcolo adottato nella presente relazione di calcolo.



11.7.4 Caratteristiche di progetto

11.7.4.1 Caratteristiche del materiale calcestruzzo

Resistenza caratteristica a compressione:	$f_{ck} = 25$ N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza – Tabella 2.1N:	$\gamma_c = 1.5$
Coefficiente di compressione α_{cc} – cl.3.1.6(1):	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, p.to 4.1.2.1.1)
Resistenza di progetto a compressione - eq.3.15:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.3)
Nodo compresso, fattore k_1 – cl.6.5.4(4)a):	$k_1 = 1.00$
Nodo compresso/teso, fattore k_2 – cl.6.5.4(4)b):	$k_2 = 0.85$
Nodo compresso/teso, fattore k_3 – cl.6.5.4(4)c):	$k_3 = 0.75$
Fattore riduttivo di resistenza – cl.6.5.2(2):	$\psi' = [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.90$

11.7.4.2 Dettagli armature

Resistenza caratteristica a snervamento:	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza – Tab. 2.1N:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.5)

11.7.4.3 Carico su palo di estremità più sollecitato (SLU/SLV)

Tra le due combinazioni di carico SLV e SLU si considera quella la cui somma a trazione $F_{Ed} + H_{Ed}$ (da assorbire alle armature tese del modello tirante-puntone) risulta maggiore (singolo palo con $N = 530.7$ kN e $V = 150.6$ kN, per SLV_03 con N_{max}):

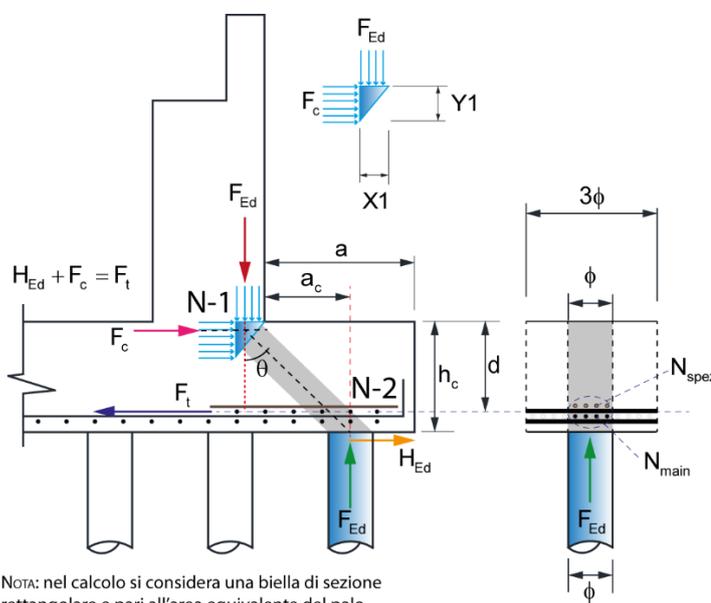
progettazione ati:

Tipo combinazione SLU	P_i [kN]	M_i [kNm]	V_i [kN]
1) Nmax+Mmax-SLU_01	652.8	78.2	76.7
1) Nmax+Mmax-SLU_01	228.9	78.2	76.7
1) Nmax+Mmax-SLU_02	283.9	81.5	79.9
1) Nmax+Mmax-SLU_02	283.9	81.5	79.9

Tipo combinazione SLV	P_i [kN]	M_i [kNm]	V_i [kN]
Nmax + Mmax-SLV_03	530.7	153.7	150.6
Nmin + Mmax-SLV_03	85.7	153.7	150.6
Nmin + Mmax-SLV_03	85.7	153.7	150.6
Nmin + Mmax-SLV_03	85.7	153.7	150.6

Forza assiale trasmessa dal palo (fittizio): $F_{Ed} = 1061.4$ kN (fittizio con $2 \times N$)
 Forza di taglio agente in testa al palo (fittizio): $H_{Ed} = 301.2$ kN (fittizio con $2 \times V$)
 Distanza asse palo (F_{Ed}) da filo parete elevazione: $a_c = 995$ mm (si veda schema in basso)

1.1.1.1 Schema di calcolo, adattato dal modello "Struct and Ties"



NOTA: nel calcolo si considera una biella di sezione rettangolare e pari all'area equivalente del palo.

1.1.1.2 Armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali)

Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione: $i_{main} = 200$ mm
 Diametro barre longitudinali (filanti) a trazione: $\phi_{main} = 25$ mm
 Diametro ferri di ripartizione (direz. perpendic.): $\phi_{main,rip} = 25$ mm
 Diametro barre longitudinali (spezzoni) a trazione: $\phi_{spez} = 25$ mm
 Diametro distanziatori (secondo strato rinforzo): $d_{dist} = \phi_{spez} = 25$ mm
 Interasse barre longitudinali (spezzoni) a trazione: $i_{spez} = 150$ mm
 Numero di barre filanti in trazione in b_w : $N_{main} = b_w / i_{main} = 2.0$
 Numero di spezzoni in trazione in b_w : $N_{spez} = b_w / i_{spez} = 2.7$
 Area armatura effettivamente in trazione: $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times \phi_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times \phi_{spez}^2 / 4 = 2284$ mm²
 Copriferro nominale (armature più esterne): $C_{nom} = 60$ mm
 Copriferro effettivo armature a trazione (tirante): $C_{nom,eff} = C_{nom} + D_{main,rip} = 92$ mm
 Distanza baricentro strati barre a trazione dal baricentro del primo strato di barre tese più esterne:
 $\Delta X_D = \min(D_{main}, D_{spez}) \times (D_{main}/2 + d_{dist} + D_{spez}/2) / (D_{main} + D_{spez}) = 24$ mm
 Altezza utile da baricentro barre a trazione: $d = h_c - C_{nom,eff} - \Delta X_D = 1684$ mm
 Distanza baric. barre da superficie appoggio plinto: $d_1 = C_{nom,eff} + \Delta X_D = 116$ mm

Nodo N-1 - reazioni vincolari interne convenzionali

Fattore di riduzione di tensione – cl.6.5.2(2): $\nu' = 0.89$
 Tensioni nei nodi compressi, cl.6.5.4.(4)a: $\sigma_{1Rd} = k_1 \times \nu' \times f_{cd} = 14.09$ N/mm²
 Larghezza reazione biella compressa verticale: $X1 = F_{Ed} / (\sigma_{1Rd} \times b_w) = 194.0$ mm

progettazione ati:

Semilarghezza reazione biella verticale per N-1: $X1 / 2 = 97.0$ mm
 Equilibrio momenti rispetto al polo A: $M_a = F_c \times (d - Y1 / 2) = F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + H_{Ed} \times d_1$
 Sostituzione della funzione: $F_c = Y1 \times \sigma_{1Rd} \times b_w$
 Costanti dell'equazione quadratica (equilibrio momenti):
 $C1 = b_w \times \sigma_{1Rd}$
 $C2 = 2 \times b_w \times \sigma_{1Rd} \times d$
 $C3 = 2 \times F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + 2 \times H_{Ed} \times d_1$
 Risolvendo su Y1 (altezza del vincolo interno): $Y1 = -(-C2 + (C2^2 - 4 \times C1 \times C3)^{1/2}) / (2 \times C1) = 134.9$ mm
 Altezza verticale dell'impronta vincolare in N-1: $Y1 / 2 = 67.5$ mm

Angolo di inclinazione della biella convenzionale compressa

$\theta = \text{atan}((d - Y1 / 2) / (a_c + X1 / 2)) = 56.0^\circ$
 $\tan(\theta) = 1.48$

NOTA - L'angolo θ rientra nel limite $1.00 \leq \tan(\theta) \leq 2.50$

Braccio di leva a flessione (modello "tirante-puntone")

Braccio di leva interno: $z = d - Y1 / 2 = 1616$ mm

Verifica tensione di compressione della biella compressa nel nodo N-2

Reazione vincolare interna orizzontale in N-1: $F_c = Y1 \times b_w \times \sigma_{1Rd} = 758.2$ kN
 Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 1327.8$ kN
 Secondo Fig.6.27 in EC2, si ha: $u = 2 \times (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 232$ mm
 Larghezza della biella compressa – Fig.6.27, EC2: $a_2 = a_1 \times \sin(\theta) + u \times \cos(\theta) = 461$ mm
 Tensione nella biella convenzionale compressa: $\sigma_{str} = F_{str} / (a_2 \times b_w) = 7.23$ N/mm²
 Tensione di sicurezza – cl.6.5.4(4) b: $\sigma_{2Rd} = k_3 \times \nu' \times f_{cd} = 10.57$ N/mm²

OK - La tensione nella biella di cls rientra nel limite massimo

Verifica a schiacciamento biella convenzionale compressa

Altezza plinto di fondazione nella sezione per F_{Ed} : $h_a = h_c = 1800$ mm
 Distanza effettiva barre nella sezione per F_{Ed} : $d_a = h_a - (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 1684$ mm
 Compressione assiale per sforzo normale nel cls: $\sigma_{cp} = -H_{Ed} / (b_w \times h_a) = -0.42$ N/mm²
 Coefficiente di compressione - cl.6.2.3(3): $\alpha_{cw} = 1.000$
 Fattore di riduzione resistenza a taglio: $\nu_1 = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.533$
 Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 1327.8$ kN
 Massima resistenza a schiacciamento – cl.6.2.3(2): $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times \nu_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = 2527.8$ kN
OK - La forza di compressione nella biella è minore del limite a schiacciamento

Forza di trazione nelle barre portanti (modello tirante-puntone)

Dall'equilibrio alla traslazione orizzontale: $F_t = F_c + H_{Ed} = 1059.4$ kN
 Controllo quantitative armature a trazione (tirante)
 Quantitativo minimo di area di barre a trazione: $A_{s,main,min} = F_t / f_{yd} = 2707$ mm²
 Quantitativo di armatura effettiva disposta: $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times D_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times D_{spez}^2 / 4 = 3015$ mm²
 Rapporto quantitativi di armatura (portante): $R_{steel} = A_{s,main,min} / A_{s,main} = 0.898$
OK - Quantitativo di armatura tesa disposta sufficiente

Verifica massimi interessi armature diffuse - EC2 p.to 9.3.1.1(3)

Altezza (costante) della soletta di fondazione: $h_c = 1800$ mm
 Passo massimo armature diffuse principali: $s_{max,slabs,p} = \min(2 \times h_c, 250 \text{ mm}) = 250$ mm
 Passo massimo armature diffuse secondarie: $s_{max,slabs,s} = \min(3 \times h_c, 400 \text{ mm}) = 400$ mm
 Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione: $i_{main} = 200$ mm
 Interasse barre longitudinali secondarie: $i_{rip} = 200$ mm

OK - Massimi interessi armature diffuse rispettati

Riepilogo armature disposte (diffuse e concentrate)

Diametro armatura diffusa portante: $\phi_{main} = 25$ mm
 interasse armature diffuse portante: $i_{main} = 200$ mm
 Diametro armatura diffusa secondaria: $\phi_{main,rip} = 25$ mm (ripartitori)
 Interasse armatura diffusa secondaria: $i_{rip} = 200$ mm (interasse ripartitori)

Diametro distanziatori (strati armature aggiuntive): $d_{dist} = \phi_{spez} = 25$ mm
 Diametro barre portanti aggiuntive (spezzoni): $\phi_{spez} = 25$ mm
 Interasse barre portanti aggiuntive (spezzoni): $i_{spez} = 150$ mm
 Numero spezzoni da calcolo (effettivi reagenti): $N_{spez} = 2.7$ (lungo i due pali di estremità)
 Numero spezzoni aggiuntivi disposti (sui 2 pali): $N_{spez,eff} = 3\phi 25$

progettazione ati:

11.8 Verifica platea (punzonamento su palo)

11.8.1 Modello di calcolo adottato

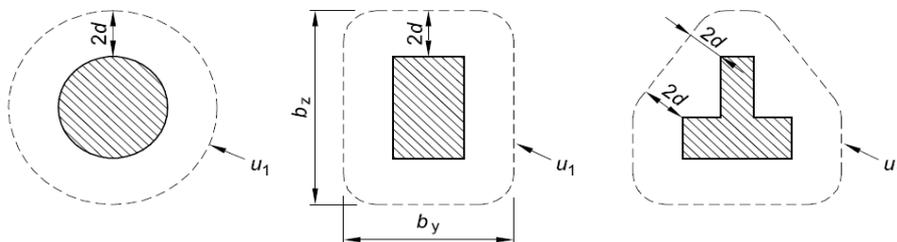
Si considera un'impronta di carico pari ad una sezione quadrata equivalente all'area del palo di estremità che risulta maggiormente sollecitato a compressione e a taglio. Quale struttura punzonata è stata assunta la fondazione base del plinto su cui è innestata la palificata della spalla/pila. Il palo maggiormente sollecitato viene quindi assunto quale pilastro punzonante e il plinto di fondazione su pali quale soletta punzonata. Per semplicità e sicurezza, nella risultante complessiva dell'azione di punzonamento verrà trascurato il contributo del peso di volume di terreno imbarcato, considerando di fatto solo le sollecitazioni dei pali, ma non interessati dal meccanismo resistente di "mensola tozza" (la cui trattazione è a parte). La situazione più sfavorevole è relativa alla fila interna di pali (due pali di bordo).

11.8.2 Colonna rettangolare interna (palo equivalente) con carico eccentrico rispetto a uno degli assi

Diametro palo scelto:	$\phi = 450$ mm
Lato pilastro equivalente al palo (sez. quadrata):	$l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{\pi} = 398.8$ mm
Dimensione colonna parallela eccentricità carico:	$c_1 = l_{eq} = 399$ mm
Dim. colonna perpendicolare eccentricità carico:	$c_2 = l_{eq} = 399$ mm
Altezza utile (media) su armature tese:	$d = 1700$ mm
Momento di progetto in testa al palo:	$M_{Ed} = 153.7$ kNm (dovuto all'azione di taglio in testa)
Forza di progetto assiale punzonante:	$V_{Ed} = 530.7$ kN (max carico assiale palo, SLV_03 con N_{max})

Tipo combinazione SLU	P_i [kN]	M_i [kNm]	V_i [kN]
1) Nmax+Mmax-SLU_01	652.8	78.2	76.7
1) Nmax+Mmax-SLU_01	228.9	78.2	76.7
1) Nmax+Mmax-SLU_02	283.9	81.5	79.9
1) Nmax+Mmax-SLU_02	283.9	81.5	79.9
Tipo combinazione SLV	P_i [kN]	M_i [kNm]	V_i [kN]
Nmax + Mmax-SLV_03	530.7	153.7	150.6
Nmin + Mmax-SLV_03	85.7	153.7	150.6
Nmin + Mmax-SLV_03	85.7	153.7	150.6
Nmin + Mmax-SLV_03	85.7	153.7	150.6

Perimetro di controllo di base:	$u_1 = c_1 \times 2 + c_2 \times 2 + 4 \times \pi \times d = 22958$ mm (vedere schema in basso)
Fattore di distribuzione del taglio punzonante:	$W_1 = c_1^2/2 + c_1 \times c_2 + 4 \times c_2 \times d + 16 \times d^2 + 2 \times \pi \times d \times c_1 = 53450190$ mm ²
Coeff. di sbilanciamento momento (EC2, Tabella 6.1):	$k = 0.60$
Fattore di eccentricità (EC2, eq. 6.39):	$\beta = 1 + (k \times M_{Ed} / V_{Ed}) \times (u_1 / W_1) = 1.10$



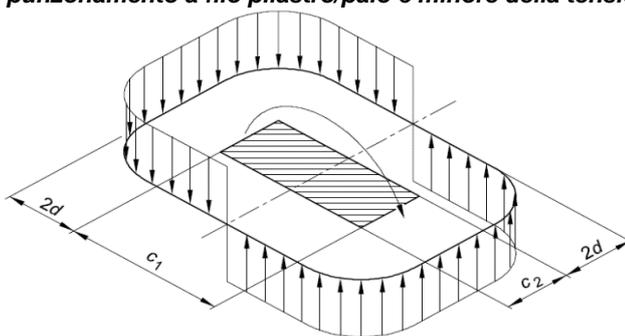
11.8.3 Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente

Resistenza caratteristica calcestruzzo:	$f_{ck} = 25$ N/mm ²
Fattore parziale resistenza calcestruzzo:	$\gamma_c = 1.50$
larghezza della colonna (equivalente) in dir. y:	$b_y = c_1 = 399$ mm
larghezza della colonna (equivalente) in dir. z:	$b_z = c_2 = 399$ mm
Altezza utile (media) effettiva del plinto:	$d = 1700$ mm
Fattore di eccentricità:	$\beta = 1.10$

progettazione ati:

Tipo colonna: "interno", di "bordo", di "angolo":	$C_{type} = \text{"angolo"}$
"Offset" da bordo (0 se colonna interna):	$x = 600 \text{ mm}$
Perimetro del palo/pilastro equivalente:	$u_{ostr} = \text{"min (3 \times d, b_y + b_z)"}$ $u_0 = 798 \text{ mm}$
Tensione di progetto di punzonamento (eq. 6.38):	$v_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_0 \times d) = 0.443 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto a compressione cls:	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 14 \text{ N/mm}^2$
Fattore di riduzione della resistenza:	$v = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.54$
Massima resistenza tensione di punzonamento:	$v_{Rd,max} = 0.5 \times v \times f_{cd} = 3.71 \text{ N/mm}^2$

OK - La tensione di progetto a punzonamento a filo pilastro/palo è minore della tensione resistente di punzonamento



11.8.4 Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza 2d

Area dell'acciaio teso in direzione y:	$A_{sly} = 2262 \text{ mm}^2/\text{m}$
Area dell'acciaio teso in direzione z:	$A_{slz} = 2262 \text{ mm}^2/\text{m}$
Distanza di controllo da filo pilastro:	$2 \times d = 3400 \text{ mm}$
Perimetro di controllo di base a distanza 2d:	$u_1 = \text{"b}_y + \text{b}_z + \pi \times d / 2\text{"}$ $u_1 = 3468 \text{ mm}$
Tensione di progetto a punzonamento (eq. 6.38):	$v_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_1 \times d) = 0.102 \text{ N/mm}^2$
Rapporto di armatura in dir. y sull'altezza utile:	$\rho_{ly} = A_{sly} / d = 0.001$
Rapporto di armatura in dir. z sull'altezza utile:	$\rho_{lz} = A_{slz} / d = 0.001$
Tasso effettivo di armatura a trazione:	$\rho_l = \min(\sqrt{[\rho_{ly} \times \rho_{lz}]}, 0.02) = 0.001$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = 0.120 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente k:	$k = \min(1 + \sqrt{[200 \text{ mm} / d]}, 2) = 1.343$
Valore minimo della tensione di taglio (eq. 6.3N):	$v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times \sqrt{[f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2]} = 0.288 \text{ N/mm}^2$
Tensione resistente senza armature (eq. 6.47):	$v_{Rd,c} = \max(v_{min}, C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{1/3}) = 0.288 \text{ N/mm}^2$

OK - La tensione di progetto a punzonamento è minore della resistenza a punzonamento

progettazione ati:

11.9 Verifica parete di elevazione

11.9.1 Modello di calcolo

Si considerano due schemi di calcolo: la sezione resistente allo spiccato dal plinto di fondazione (verifica a presso-flessione deviata su sezione resistente a "C") e verifica a flessione e taglio – in sola condizione SLV - della sezione resistente dei soli due speroni, costituiti dalle pareti di risvolto. Si considerano le sollecitazioni maggiormente gravose per i due schemi di calcolo. Lo schema di calcolo con sezione resistente dei soli speroni massimizza le armature di estremità sugli spigoli in corrispondenza dei muri di risvolto, per azioni sismiche di ribaltamento. Viene considerata direttamente la combinazione maggiormente gravosa di spinta delle terre in condizioni sismiche (incremento alla Wood da spinta iniziale "a riposo") con scarico delle azioni orizzontali sismiche (longitudinali e trasversali) da parte dell'impalcato.

11.9.2 Dati di progetto

Si adottano i seguenti dati:

Peso specifico terreni (imbarcati):

$$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

Angolo di attrito dei terreni (imbarcati):

$$\varphi = 35^\circ$$

Coefficiente di spinta "a riposo":

$$k_0 = 1 - \sin(\varphi) = 0.426$$

Sovraccarico in superficie (caratteristico):

$$Q_k = 20.00 \text{ kN/m}^2$$

Fattore S_S :

$$S_S = 1.173$$

Fattore S_T

$$S_T = 1.000$$

Fattore β_m

$$\beta_m = 1.00 \text{ (strutture rigide fondate su pali)}$$

Fattore a_g (adimensionale):

$$a_g/g = 0.226$$

Coefficiente di spinta sismica orizzontale:

$$k_h = a_g/g \times \beta_m \times S_S \times S_T = 0.265$$

Altezza verticale da testa pali a testa paraghiaia:

$$h_{\text{wall}} = 781 \text{ cm da geometria spalla pi\`u sollecitata (M + N + O)}$$

Sovraccarico in superficie $Q_k = 20.00 \text{ kN/m}^2 = 2.00 \text{ tonnellate/m}^2$

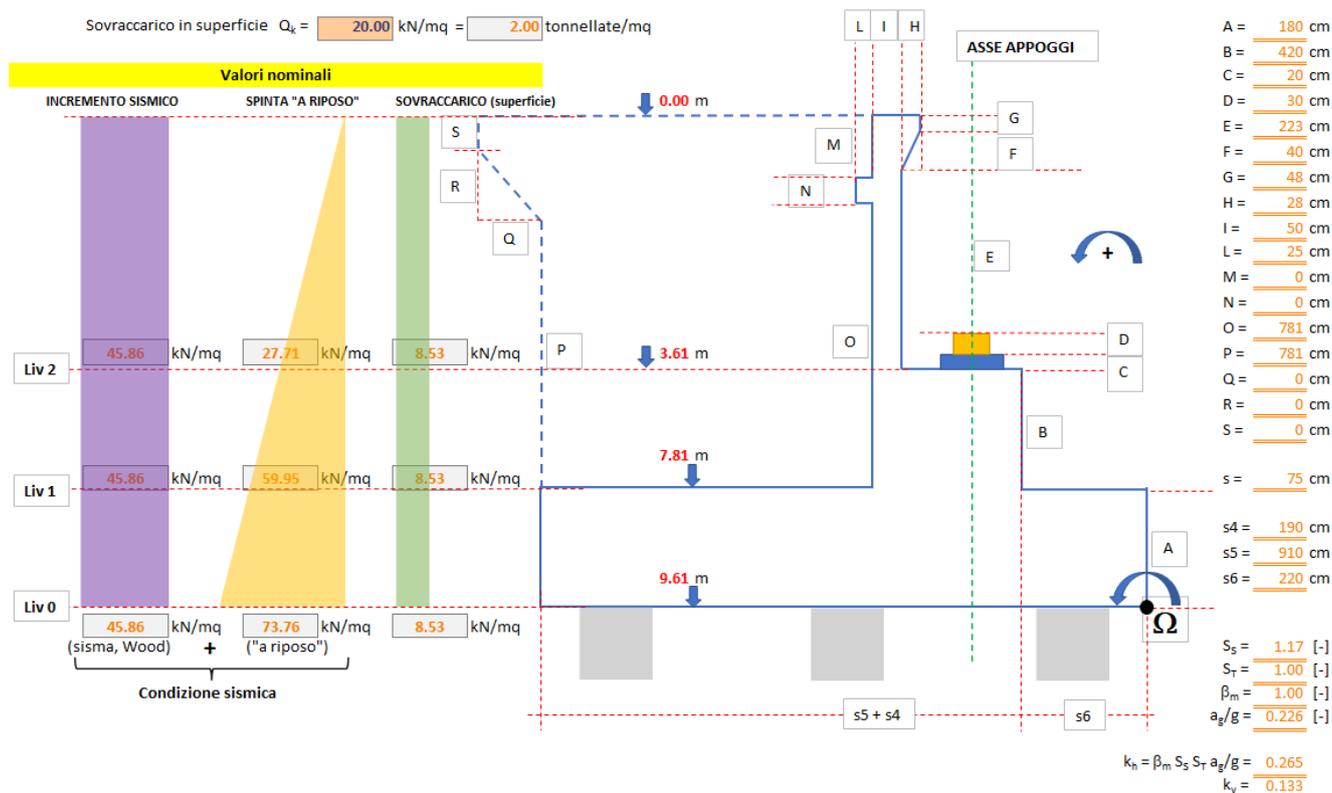


Figura 4 - Schema di calcolo (qualitativo). Misure rappresentate non in scala. Valori calcolati su Excel. Per le verifiche delle sezioni in c.a. si considerano le grandezze effettive di carpenteria (vedere tavole di disegno allegate)

NOTA: i valori di k_h calcolati nella presente relazione sono troncati alle II, III cifre decimali. I valori qui adottati, quindi, si discostano leggermente rispetto ai valori calcolati mediante foglio di calcolo (si veda illustrazione a lato), i quali non sono approssimati nelle calcolazioni tra celle. Questo "scarto" viene comunque compensato adottando per la spinta di Wood l'altezza complessiva esistente tra piano passante per la testa dei pali e la quota di estradosso dei muri di risvolto. Si accetta l'ipotesi di

progettazione ati:

incremento di resistenza del paraghiaia e dei muri di risvolto nel trasferimento delle massime sollecitazioni alla parete di elevazione.

11.9.3 Grandezze calcolate

Massime pressioni (caratteristiche) orizzontali terreni – sezione allo spiccato della parete di elevazione

Pressione orizzontale sovraccarico di superficie (costante): $\sigma_{0,p} = k_0 \times Q_k = \mathbf{8.53 \text{ kN/m}^2}$
 Pressione orizzontale max "a riposo" (triangolare): $\sigma_{p,max} = \gamma \times h_{wall} \times k_0 = \mathbf{59.95 \text{ kN/m}^2}$

Pressione alla Wood (valutata a partire da testa pali a testa paraghiaia)

Altezza complessiva su cui è valutata la spinta alla Wood: $h_{wood} = \mathbf{9.61 \text{ m}}$ (assunto per sicurezza al posto di h_{wall})
 Incremento pressione orizzontale alla Wood (costante): $\Delta\sigma_{wood} = \gamma \times h_{wood} \times k_h = \mathbf{45.86 \text{ kN/m}^2}$

Spinte sismiche terreni → 100% direzione longitudinale (a tergo parete elevazione)

Larghezza parete di elevazione spalla: $L_{trasv} = \mathbf{16.75 \text{ m}}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Spinta "a riposo" (statica): $F_{k,ripos, LONG} = 0.5 \times \sigma_{p,max} \times L_{trasv} \times h_{wall} = \mathbf{3921 \text{ kN}}$
 Massimo incremento taglio longitudinale terreni: $\Delta F_{k,sisma, LONG} = L_{trasv} \times h_{wall} \times \Delta\sigma_{wood} = \mathbf{5999 \text{ kN}}$
 Taglio sismico terreni (complessivo longitudinale): $F_{terre,sisma, LONG} = F_{k,ripos, LONG} + \Delta F_{k,sisma, LONG} = \mathbf{9920 \text{ kN}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione long.): $M_{Ed,sisma, LONG} = (h_{wall}/3) \times F_{k,ripos, LONG} + (h_{wall}/2) \times \Delta F_{k,sisma, LONG} = \mathbf{33633 \text{ kNm}}$

Spinte sismiche terreni → 30% direzione trasversale (sui due muri di risvolto)

Larghezza interna parete di risvolto: $L_{long} = \mathbf{860 \text{ cm}}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Spinta "a riposo" (statica): $F_{k,ripos, TRASV} = 0.5 \times \sigma_{p,max} \times L_{long} \times h_{wall} = \mathbf{2013 \text{ kN}}$
 Incremento taglio trasversali terreni: $\Delta F_{k,sisma, TRASV} = 2 \times [0.30 \times (L_{long} \times h_{wall} \times \Delta\sigma_{wood})] = \mathbf{1848 \text{ kN}}$
 Taglio sismico terreni (complessivo trasversale): $F_{terre,sisma, TRASV} = F_{k,ripos, TRASV} + \Delta F_{k,sisma, TRASV} = \mathbf{3861 \text{ kN}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione trasv.): $M_{Ed,sisma, TRASV} = (h_{wall}/3) \times F_{k,ripos, TRASV} + (h_{wall}/2) \times \Delta F_{k,sisma, TRASV} = \mathbf{12457 \text{ kNm}}$

Inerzie muri e pareti in c.a.

Inerzia plinto di fondazione (a detrarre): $F_{inerzia, plinto} = \mathbf{2708.5 \text{ kN}}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Inerzia complessiva spalle+plinto: $F_{tot, spalla} = \mathbf{4719 \text{ kN}}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Inerzia pareti c.a in direzione longitudinale (100%): $F_{inerzia, LONG} = F_{tot, spalla} - F_{inerzia, plinto} = \mathbf{2011 \text{ kN}}$ (allo spiccato sez. "C")
 Decremento di peso sismico verticale (basso-alto): $\Delta N_{Ed, sisma, vert} = 0.5 \times F_{inerzia, LONG} = \mathbf{1005 \text{ kN}}$ (in modulo)
 Inerzia pareti c.a. in direzione trasversale (30%): $F_{inerzia, TRASV} = 0.30 \times F_{inerzia, LONG} = \mathbf{603 \text{ kN}}$
 Valore quota baricentro pareti elevazione: $\zeta = \mathbf{0.403}$ per unità di altezza h_{wall} (da geometria spalla più sollecitata)
 Momento flettente allo spiccato (inflexione long.): $M_{Ed, inerzia, long} = \zeta \times h_{wall} \times F_{inerzia, LONG} = \mathbf{6328 \text{ kNm}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione trasv.): $M_{Ed, inerzia, trasv} = \zeta \times h_{wall} \times F_{inerzia, TRASV} = \mathbf{1898 \text{ kNm}}$

Spinte statiche dei terreni (valori caratteristici)

Taglio longitudinale per sovraccarico di superficie: $F_{Q,k, LONG} = \sigma_{0,p} \times L_{trasv} \times h_{wall} = \mathbf{1116 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Taglio trasversale per sovraccarico di superficie: $F_{Q,k, TRASV} = \sigma_{0,p} \times L_{long} \times h_{wall} = \mathbf{573 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Taglio per spinta "a riposo" longitudinale: $F_{k,ripos, LONG} = 0.5 \times \sigma_{p,max} \times L_{trasv} \times h_{wall} = \mathbf{3921 \text{ kN}}$ (val. caratteristico)
 Taglio per spinta "a riposo" trasversale: $F_{k,ripos, TRASV} = 0.5 \times \sigma_{p,max} \times L_{long} \times h_{wall} = \mathbf{2013 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Momento per spinte complessive longitudinali: $M_{Ed, k, long, terre} = 0.5 \times h_{wall} \times F_{Q,k, LONG} + (h_{wall}/3) \times F_{k,ripos, LONG} = \mathbf{14564 \text{ kNm}}$ (spinta costante e triangolare)
 Momento per spinte complessive trasversali: $M_{Ed, k, trasv, terre} = 0.5 \times h_{wall} \times F_{Q,k, TRASV} + (h_{wall}/3) \times F_{k,ripos, TRASV} = \mathbf{7478 \text{ kNm}}$ (spinta costante e triangolare)

Sollecitazioni caratteristiche scaricate da impalcato (valori caratteristici)

Numero di appoggi su singola spalla: $N_{app} = \mathbf{2}$ appoggi per singola spalla
 Azione trasversale per sisma (singolo appoggio): $q_{6_H, trasv} = \mathbf{650 \text{ kN}}$
 Azione longitudinale per sisma (singolo appoggio): $q_{6_H, long} = \mathbf{650 \text{ kN}}$
 Taglio sismico longitudinale da impalcato (100%): $F_{impalc, LONG} = N_{app} \times q_{6_H, long} = \mathbf{1300 \text{ kN}}$
 Taglio sismico trasversale da impalcato (30%): $F_{impalc, TRASV} = 0.30 \times N_{app} \times q_{6_H, trasv} = \mathbf{390 \text{ kN}}$
 Altezza da appoggi a quota spiccato parete elev.: $h_{elev} = \mathbf{4.70 \text{ m}}$ (C + D + B, da geometria spalla più sollecitata)
 Momento sismico longitudinale (100%) impalcato: $M_{impalc, sisma, LONG} = h_{elev} \times F_{impalc, LONG} = \mathbf{6110 \text{ kNm}}$
 Momento sismico trasversale (30%) impalcato: $M_{impalc, sisma, TRASV} = h_{elev} \times F_{impalc, TRASV} = \mathbf{1833 \text{ kNm}}$
 Vento ponte carico, trasversale (singolo appoggio): $q_{6_V, max, trasv} = \mathbf{300 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)

progettazione ati:

Frenatura (longitudinale, singolo appoggio):	$q_{3_long} = 150$ kN (valore caratteristico)
Termica uniforme, longitudinale (singolo appoggio):	$q_{7_long} = 200$ kN (valore caratteristico)
Vento ponte carico, trasversale (totale):	$q_{6,transv,k} = N_{app} \times q_{6_V_max,transv} = 600$ kN (valore caratteristico)
Frenatura longitudinale (totale):	$q_{3,long,k} = N_{app} \times q_{3_long} = 300$ kN (valore caratteristico)
Termica uniforme longitudinale (totale):	$q_{7,long,k} = N_{app} \times q_{7_long} = 400$ kN (valore caratteristico)
Momento complessivo vento (caratteristico):	$M_{6,transv,k} = h_{elev} \times q_{6,transv,k} = 2820$ kNm (trasversale)
Momento complessivo frenatura (caratteristico):	$M_{3,long,k} = h_{elev} \times q_{3,long,k} = 1410$ kNm (longitudinale)
Momento complessivo termica uniforme (caratt.):	$M_{7,long,k} = h_{elev} \times q_{7,long,k} = 1880$ kNm (longitudinale)

Azioni verticali su spiccato parete elevazione

Peso (caratteristico) elementi elevazione in c.a.:	$N_{Ed,k,CLS} = 25302$ kN (da geometria spalla più sollecitata)
Scarichi verticali pesi (caratteristici) impalcato:	$N_{Ed,k,impalc} = 4550$ kN (si veda somma totale scarichi sui 2 appoggi)
Inerzia sismica sisma verticale (basso-alto):	$\Delta N_{sisma,k,cls} = 0.5 \times k_h \times N_{Ed,k,CLS} = 3354$ kN (in modulo)
	$\Delta N_{sisma,k,impalc} = 0.5 \times k_h \times N_{Ed,k,impalc} = 603$ kN (in modulo)

Azioni flettenti longitudinali per effetto dell'eccentricità degli scarichi verticali rispetto baricentro sezione a "C"

Distanza baricentro G sezione "C" (da filo parete elev.):	$Y_G = 236$ cm (sezione riferita allo spiccato)
Distanza asse appoggi da filo parete "C":	$s_1 = 80$ cm
Eccentricità azioni assiali appoggi da ber. G:	$e_N = Y_G - s_1 = 156$ cm (si veda schema in figura più avanti)
Incremento (max) azione flettente longitudinale:	$\Delta M_{long,k} = e_N \times N_{Ed,k,impalc} = 7098$ kNm (caratteristico)
	$\Delta M_{long,slv} = e_N \times \Delta N_{sisma,k,impalc} = 941$ kNm
Scarico massimi carichi viaggianti (caratteristico):	$F_{k,Z,viaggianti} = 2650$ kN (da azioni impalcato, non fattorizzato)
Incremento momento longitudinale per carichi viaggianti:	$\Delta M_{long,viagg} = e_N \times F_{k,Z,viaggianti} = 4134$ kNm

→ Sollecitazioni SLV sullo spiccato di parete elevazione e muri di risvolto

Azione assiale (compress.), con sisma verticale:	$N_{Ed,smis} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} - (\Delta N_{sisma,k,cls} + \Delta N_{sisma,k,impalc}) = 25895$ kN (viene considerato il valore minimo per verifica in pressoflessione)
Taglio azioni longitudinali:	$V_{Ed,smis,long} = F_{terre,smis,Long} + F_{inerzia,Long} + F_{impalc,Long} = 13230$ kN
Flessione complessiva per azioni longitudinali:	$M_{Ed,smis,long} = M_{Ed,smis,Long} + M_{Ed,inerzia,long} + M_{impalc,smis,Long} + \Delta M_{long,slv} = 47012$ kNm
Taglio azioni trasversali:	$V_{Ed,smis,transv} = F_{terre,smis,TRASV} + F_{inerzia,TRASV} + F_{impalc,TRASV} = 4854$ kN
Flessione complessiva per azioni trasversali:	$M_{Ed,smis,transv} = M_{Ed,smis,TRASV} + M_{Ed,inerzia,transv} + M_{impalc,smis,TRASV} = 16189$ kNm

NOTA: per sicurezza, nel computo dell'azione assiale in condizioni sismiche SLV si è considerata l'azione sismica verticale agente dal basso verso l'alto (sgravio di pesi), ma si è considerato l'incremento flettente per eccentricità dei carichi (sismici) gravanti sugli appoggi come se il sisma agisse dall'alto verso il basso ($\Delta M_{long,slv}$ considerato positivo). Ciò ai soli fini di sicurezza della verifica della sezione, volendo penalizzare il contributo favorevole dovuto alla precompressione dai carichi verticali sulla sezione resistente pressoinflessa.

→ Sollecitazioni SLU (con vento) sullo spiccato di parete elevazione e muri di risvolto

NOTA: si considera la combinazione SLU che minimizza il valore delle compressioni assiali dovute all'azione dei carichi verticali per pesi e variabili viaggianti. In tal caso, l'azione dei venti viene considerata azione variabile principale rispetto ai carichi viaggianti sull'impalcato. In particolare, l'azione verticale del vento (ponte carico e scarico) crea generalmente una risultante verticale nulla sugli appoggi e un momento trasversale non nullo scaricato dall'impalcato sulla spalla.

Scarico massimi carichi viaggianti (caratteristico):	$F_{k,Z,viaggianti} = 2650$ kN (da azioni impalcato, non fattorizzate)
Coefficiente per carichi variabili da traffico:	$\gamma_{Q,traffico} = 1.35$ NTC2018, tab. 5.1.V, A1)
Coefficiente base carichi variabili (non da traffico):	$\gamma_Q = 1.50$ (NTC2018, tab. 5.1.V, A1)
Coefficiente di combinazione dei carichi viaggianti:	$\psi_{02} = 0.75$ (NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 – carichi tandem)
Coefficiente di combinazione carichi viaggianti:	$\gamma_{Q2,traffico} = \gamma_{Q,traffico} \times \psi_{02} = 1.01$
Coefficiente di combinazione variabili (non traffico):	$\gamma_{Q2} = \gamma_Q \times \psi_{02} = 1.13$
Coefficiente per carichi variabili:	$\gamma_Q = 1.50$ NTC2018, tab. 5.1.V, A1)
Coefficiente per carichi delle spinte delle terre:	$\gamma_{G1,t} = 1.10$ (NTC2018, tab. 6.2.III, con nota a piè di tabella)
Coefficiente per carichi dovuti ai pesi propri e port.:	$\gamma_{G1,2} = 1.35$ (NTC2018, tab. 5.1.V)
Coefficiente di combinazione azioni termiche:	$\psi_{0T,2} = 0.60$ (NTC2018, tab. 5.1.VI, temperatura)
Azione assiale di progetto (compressione):	$N_{Ed,SLU} = \gamma_{G1,2} \times N_{Ed,k,CLS} + \gamma_{G1,2} \times N_{Ed,k,impalc} + \gamma_{Q2,traffico} \times F_{k,Z,viaggianti} = 42983$ kN

Azione variabile principale: vento trasversale a ponte carico

Azione complessiva di taglio trasversale:	$V_{Ed,SLU,TRASV} = \gamma_{G1,t} \times (F_{Q,k,TRASV} + F_{k,ripos,TRASV}) + \gamma_Q \times q_{6,transv,k} = 3745$ kN
---	--

progettazione ati:

Azione complessiva di taglio longitudinale:

$$V_{Ed,SLU,LONG} = \gamma_{G1,t} \times (F_{Q,k,LONG} + F_{k,ripos,LONG}) + \gamma_Q \times \gamma_{Q,traffico} \times Q_{3,long,k} + \gamma_Q \times \psi_{OT,2} \times Q_{7,long,k} = \mathbf{6508 \text{ kN}}$$

Momento SLU per azioni trasversali:

$$M_{Ed,SLU,TRASV} = \gamma_{G1,t} \times M_{Ed,k,trasv,terre} + \gamma_Q \times M_{6,trasv,k} = \mathbf{12456 \text{ kNm}}$$

Momento SLU per azioni longitudinali:

$$M_{Ed,SLU,LONG} = \gamma_{G1,2} \times \Delta M_{long,k} + \gamma_{G1,t} \times M_{Ed,k,long,terre} + \gamma_Q \times \gamma_{Q,traffico} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \gamma_Q \times \psi_{OT,2} \times M_{7,long,k} = \mathbf{38522 \text{ kNm}}$$

11.9.4 Schemi di calcolo resistenti adottati

Per le verifiche delle sezioni in c.a. allo spiccatto si sono impiegati due schemi di calcolo in sicurezza che ottimizzano le armature maggiormente cimentate. Di seguito lo schema (disegni qualitativi, grandezze non in scala):

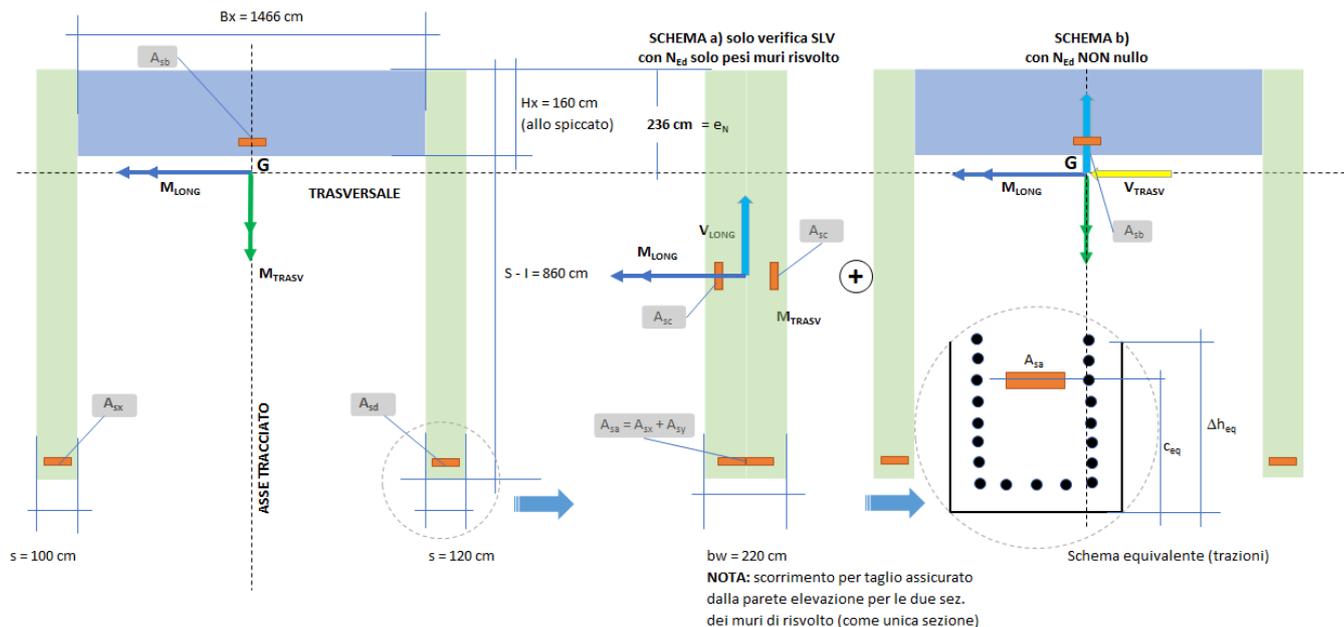


Figura 5 - Schemi resistenti adottati nella sezione allo spiccatto con l'estradosso del plinto. Schema a): flessione semplice retta ipotizzate in presenza delle sole azioni assiali dei loro pesi e in assenza del contributo a schiacciamento della sezione della parete di elevazione (asse neutro che taglia in alto la parete: zona compressa trascurata, per semplicità e sicurezza): solo per verifica SLV. Schema b): pressoflessione deviata con azione assiale effettiva (dovuta prevalentemente agli scarichi dell'impalcato). Del contributo delle pareti di risvolto si lascia solo l'azione del peso (trascurando completamente la loro inerzia flessionale). Sollecitazioni di taglio assorbite in funzione della rigidezza degli elementi costituenti la sezione complessiva a "C" resistente.

11.9.5 Sollecitazioni di calcolo assunte nelle sezioni allo spiccatto (estradosso plinto)

Valutazione delle sollecitazioni massime tra combinazioni SLV e SLU

Si dà maggiore importanza agli effetti delle sollecitazioni sismiche. Verrà comunque verificato il caso di forza assiale minore, in concomitanza con il maggiore effetto delle azioni longitudinali, come combinazione di carico da considerare come determinante.

Minimo carico assiale di progetto:

$$N_{Ed,min} = \min(N_{Ed,sisma}, N_{Ed,SLU}) = \mathbf{25895 \text{ kN}}$$

Combinazione con minimo carico assiale:

"SLV"

Massimo momento longitudinale di progetto:

$$M_{Ed,max,LONG} = \max(M_{Ed,sisma,long}, M_{Ed,SLU,LONG}) = \mathbf{47012 \text{ kNm}}$$

Combinazione con max momento longitudinale:

$M_{Ed,sisma,long} M_{Ed,SLU,LONG}$ "SLV"

Sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo

Azione assiale (compressione):

$$N_{Ed,b} = \mathbf{25895 \text{ kN}} \text{ da comb. "SLV"}$$

Sollecitazione flettente azioni longitudinali:

$$M_{LONG} = \mathbf{47012 \text{ kNm}} \text{ da comb. "SLV"}$$

Sollecitazione di taglio azioni longitudinali:

$$V_{LONG} = \mathbf{13230 \text{ kN}} \text{ da comb. "SLV"}$$

Sollecitazione flettente azioni trasversali:

$$M_{TRASV} = \mathbf{16189 \text{ kNm}} \text{ da comb. "SLV"}$$

Sollecitazione di taglio azioni trasversali:

$$V_{TRASV} = \mathbf{4854 \text{ kN}} \text{ da comb. "SLV"}$$

Sollecitazioni SLE-rara (azione del vento a ponte carico come azione principale)

Azione assiale (compressione):

$$N_{Ed,rara} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{02} \times F_{k,Z,viaggianti} = \mathbf{31840 \text{ kN}}$$

progettazione ati:

Coefficienti per combinazione rara:	$\psi_{0,viagg} = \mathbf{0.75}$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem) $\psi_{0,temp} = \mathbf{0.60}$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)
Azione flettente per azioni longitudinali:	$M_{Ed,long,rara} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{0,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{0,temp} \times M_{7,long,k} = \mathbf{26948}$ kNm
Azione flettente per azioni trasversali:	$M_{Ed,trasv,rara} = M_{Ed,k,trasv,terre} + M_{6,trasv,k} = \mathbf{10298}$ kNm

Sollecitazioni SLE-frequente

Coefficienti per combinazione frequente:	$\psi_{1,vento} = \mathbf{0.2}$ (vento, NTC2018, tab. 5.1.IV) $\psi_{2,viagg} = \mathbf{0.0}$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem) $\psi_{2,temp} = \mathbf{0.50}$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)
Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,freq} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{2,viagg} \times F_{k,Z,viaggiati} = \mathbf{29852}$ kN
Azione flettente per azioni longitudinali:	$M_{Ed,long,freq} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{2,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{2,temp} \times M_{7,long,k} = \mathbf{22602}$ kNm
Azione flettente per azioni trasversali:	$M_{Ed,trasv,freq} = M_{Ed,k,trasv,terre} + \psi_{1,vento} \times M_{6,trasv,k} = \mathbf{8042}$ kNm

Sollecitazioni SLE-quasi permanente

Coefficienti per combinazione quasi permanente:	$\psi_{2,vento} = \mathbf{0.0}$ (vento, NTC2018, tab. 5.1.IV) $\psi_{2,viagg} = \mathbf{0.0}$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem) $\psi_{2,temp} = \mathbf{0.50}$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)
Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,qperm} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{2,viagg} \times F_{k,Z,viaggiati} = \mathbf{29852}$ kN
Azione flettente per azioni longitudinali:	$M_{Ed,long,qperm} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{2,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{2,temp} \times M_{7,long,k} = \mathbf{22602}$ kNm
Azione flettente per azioni trasversali:	$M_{Ed,trasv,qperm} = M_{Ed,k,trasv,terre} + \psi_{2,vento} \times M_{6,trasv,k} = \mathbf{7478}$ kNm

11.9.6 Sollecitazioni di calcolo e dimensioni assegnate alle sezioni resistenti

Si esegue la verifica della sezione resistente a "C" (sezione misurata allo spiccato con l'estradosso del plinto) sottoposta a pressoflessione deviata e a taglio in entrambe le direzioni (trasversale e longitudinale). Per sicurezza, per dimensionare le armature longitudinali terminali degli speroni (che in condizioni sismiche, assieme ai pali, devono garantire il non ribaltamento del muro), si è utilizzato un ulteriore schema di calcolo che prevede l'entrata in carico (in condizioni di flessione retta) della sezione equivalente dei due speroni. Questa sezione equivalente viene chiamata quindi a bilanciare l'intera sollecitazione flettente longitudinale (generalmente maggiormente gravosa in condizioni sismiche), trascurando il contributo a schiacciamento della zona della parete di elevazione dove sono collocati gli appoggi. Lo schema di verifica a) – introdotto per sicurezza – viene verificato per le sole combinazioni sismiche più gravose.

11.9.6.1 Elemento resistente: schema a): sezione equivalente dei due speroni assieme (solo per verifica SLV)

Larghezza sezione resistente inflessa:	$b_{wa} = \mathbf{220}$ cm
Altezza sezione resistente inflessa:	$h_{wa} = \mathbf{860}$ cm
Solo peso proprio muri di risvolto + orecchie:	$N_{Mrisv,k} = \mathbf{2519}$ kN
Assiale ultimo:	$N_{ASS} = \gamma_{G1,2} \times N_{Mrisv,k} = \mathbf{3401}$ kN
Momento longitudinale ultimo:	$M_{LONG} = \mathbf{47012}$ kNm
Sollecitazione di taglio ultimo:	$V_{LONG} = \mathbf{13230}$ kN

progettazione ati:

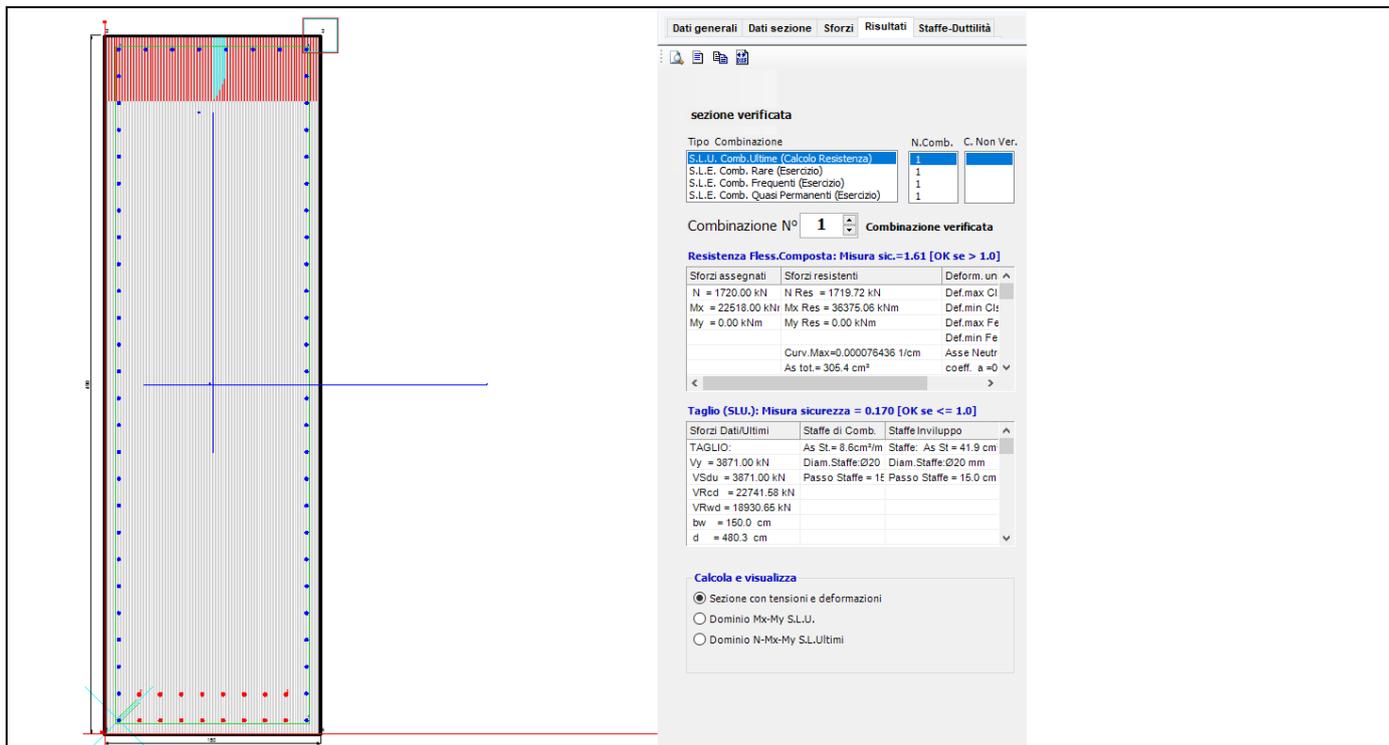


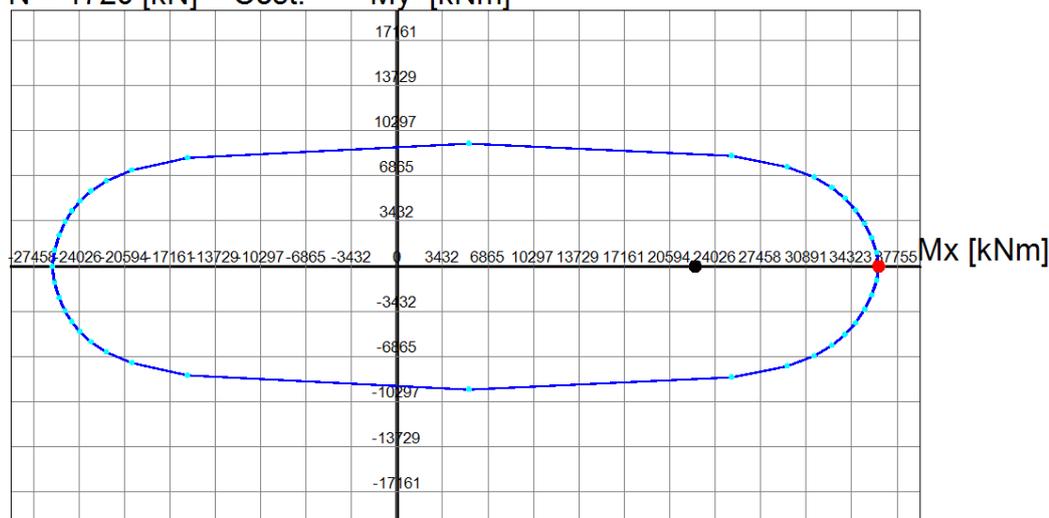
Figura 6 - Verifica SLV sezione resistente schema a): VERIFICATO - spiccato $\phi 22$ passo 20 cm + zona tesa infittita con layer interni per un totale di 16 $\phi 26$ (armature evidenziate in rosso). Staffe ferri esterni chiusi $\phi 20$ passo 200 cm (2 bracci resistenti). Spille (legature) $\phi 14$ in numero di 0

DOMINIO INTERAZIONE Mx-My (STATO LIMITE ULTIMO)

Nome Sezione: Sez_schema_A

Percorso File: C:\Users\mail neDrive\Desktop\LC_ALLA_Predim\SPICCATO PARETE ELEVAZIONE\Sez_schema_A.sez

N = 1720 [kN] = Cost. My [kNm]



Passo Momenti Mx, My griglia = 3432 kNm

Figura 7 - Dominio interazione sezione resistente schema a): VERIFICATO

11.9.6.2 Elemento resistente: schema b) di sez. "C" (misurata allo spiccato)

Tipo di forma sezione:

a "C", misurata allo spiccato

progettazione ati:

Larghezza sezione resistente inflessa a "C":	$b_{wb} = 1466$ cm
Altezza sezione resistente inflessa a "C":	$h_{wb} = 860$ cm (pari alla lunghezza in pianta dei due speroni)
Azione assiale ultima (compressione):	$N_{Ed,b} = 25895$ kN
Momento longitudinale ultimo:	$M_{LONG} = 47012$ kNm
Momento trasversale ultimo:	$M_{TRASV} = 16189$ kNm
Taglio longitudinale ultimo:	$V_{LONG} = 13230$ kN
Sollecitazione di taglio ultima:	$V_{TRASV} = 4854$ kN
Assiale SLE-rara:	$N_{Ed,rara} = 31840$ kN
Momento longitudinale SLE-rara:	$M_{RA,b,long} = M_{Ed,long,rara} = 26948$ kNm
Momento trasversale SLE-rara:	$M_{RA,b,trasv} = M_{Ed,trasv,rara} = 10298$ kNm
Assiale SLE-frequente:	$N_{Ed,freq} = 29852$ kN
Momento longitudinale SLE-frequente:	$M_{FR,b,long} = M_{Ed,long,freq} = 22602$ kNm
Momento trasversale SLE-frequente:	$M_{FR,b,trasv} = M_{Ed,trasv,freq} = 8042$ kNm
Assiale SLE-quasi permanente:	$N_{Ed,qperm} = 29852$ kN
Momento longitudinale SLE-quasi permanente:	$M_{QP,b,long} = M_{Ed,long,qperm} = 22602$ kNm
Momento trasversale SLE-quasi permanente:	$M_{QP,b,trasv} = M_{Ed,trasv,qperm} = 7478$ kNm

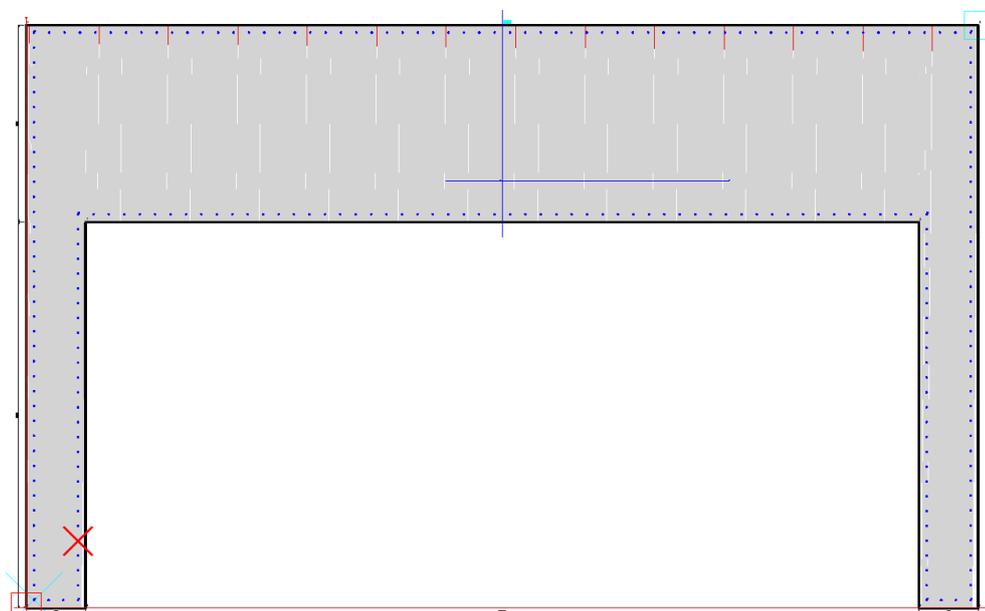


Figura 8 - Verifica resistenza sezione schema b): VERIFICATO – allo spiccato $\phi 22$ – passo 20 cm

Dati generali	Dati sezione	Sforzi	Risultati	Staffe-Duttilità																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo Combinazione</th> <th>N.Comb.</th> <th>C.</th> <th>Non Ver.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>S.L.E. Comb. Rara (Esercizio)</td> <td>1</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>S.L.E. Comb. Frequente (Esercizio)</td> <td>1</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>S.L.E. Comb. Quasi Permanente (Esercizio)</td> <td>1</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>					Tipo Combinazione	N.Comb.	C.	Non Ver.	S.L.E. Comb. Rara (Esercizio)	1			S.L.E. Comb. Frequente (Esercizio)	1			S.L.E. Comb. Quasi Permanente (Esercizio)	1										
Tipo Combinazione	N.Comb.	C.	Non Ver.																									
S.L.E. Comb. Rara (Esercizio)	1																											
S.L.E. Comb. Frequente (Esercizio)	1																											
S.L.E. Comb. Quasi Permanente (Esercizio)	1																											
Combinazione N° 1																												
Resistenza Fless.Composta: Misura sic.=6.59 [OK se > 1.0]																												
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Sforzi assegnati</th> <th>Sforzi resistenti</th> <th>Deform. un</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>N = 26514.00 kN</td> <td>N Res = 26514.14 kN</td> <td>Def.max Cl</td> </tr> <tr> <td>Mx = 22518.00 kNm</td> <td>Mx Res = 155632.24 kNm</td> <td>Def.min Cl</td> </tr> <tr> <td>My = 4566.00 kNm</td> <td>My Res = 29632.77 kNm</td> <td>Def.min Fe</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Def.min Fe</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Curv.Max=0.000095414 1/cm</td> <td>Asse Neutr</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>coeff. a=0</td> </tr> </tbody> </table>					Sforzi assegnati	Sforzi resistenti	Deform. un	N = 26514.00 kN	N Res = 26514.14 kN	Def.max Cl	Mx = 22518.00 kNm	Mx Res = 155632.24 kNm	Def.min Cl	My = 4566.00 kNm	My Res = 29632.77 kNm	Def.min Fe			Def.min Fe		Curv.Max=0.000095414 1/cm	Asse Neutr			coeff. a=0			
Sforzi assegnati	Sforzi resistenti	Deform. un																										
N = 26514.00 kN	N Res = 26514.14 kN	Def.max Cl																										
Mx = 22518.00 kNm	Mx Res = 155632.24 kNm	Def.min Cl																										
My = 4566.00 kNm	My Res = 29632.77 kNm	Def.min Fe																										
		Def.min Fe																										
	Curv.Max=0.000095414 1/cm	Asse Neutr																										
		coeff. a=0																										
Taglio (S.L.U.): Misura sicurezza = 0.034 [OK se <= 1.0]																												
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Sforzi Dati/Ultimi</th> <th>Staffe di Comb.</th> <th>Staffe Inviluppo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>TAGLIO:</td> <td>As St = 10.6cm²</td> <td>Staffe: As St = 22.3 cm</td> </tr> <tr> <td>Vy = 3871.00 kN</td> <td>Diam Staffe Ø8</td> <td>Diam Staffe Ø8 min</td> </tr> <tr> <td>Vx = 2223.00 kN</td> <td>Passo Staffe = 4.</td> <td>Passo Staffe = 4.5 cm</td> </tr> <tr> <td>VSDu = 3891.38 kN</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>VRcd = 116153.85 kN</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>VRwd = 8170.10 kN</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>bw = 821.1 cm</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>					Sforzi Dati/Ultimi	Staffe di Comb.	Staffe Inviluppo	TAGLIO:	As St = 10.6cm ²	Staffe: As St = 22.3 cm	Vy = 3871.00 kN	Diam Staffe Ø8	Diam Staffe Ø8 min	Vx = 2223.00 kN	Passo Staffe = 4.	Passo Staffe = 4.5 cm	VSDu = 3891.38 kN			VRcd = 116153.85 kN			VRwd = 8170.10 kN			bw = 821.1 cm		
Sforzi Dati/Ultimi	Staffe di Comb.	Staffe Inviluppo																										
TAGLIO:	As St = 10.6cm ²	Staffe: As St = 22.3 cm																										
Vy = 3871.00 kN	Diam Staffe Ø8	Diam Staffe Ø8 min																										
Vx = 2223.00 kN	Passo Staffe = 4.	Passo Staffe = 4.5 cm																										
VSDu = 3891.38 kN																												
VRcd = 116153.85 kN																												
VRwd = 8170.10 kN																												
bw = 821.1 cm																												
Calcola e visualizza																												
<input checked="" type="radio"/> Sezione con tensioni e deformazioni <input type="radio"/> Dominio Mx-My S.L.U. <input type="radio"/> Dominio N-Mx-My S.L.Ultimi																												

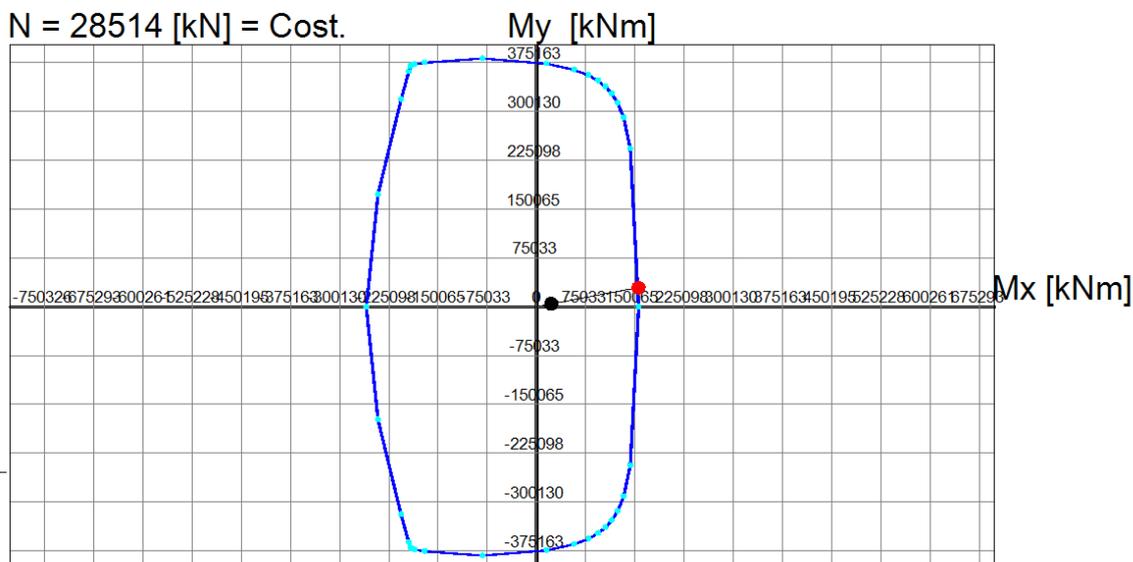
progettazione ati:

DOMINIO INTERAZIONE Mx-My (STATO LIMITE ULTIMO)

Nome Sezione: Verifica_Sezione_C

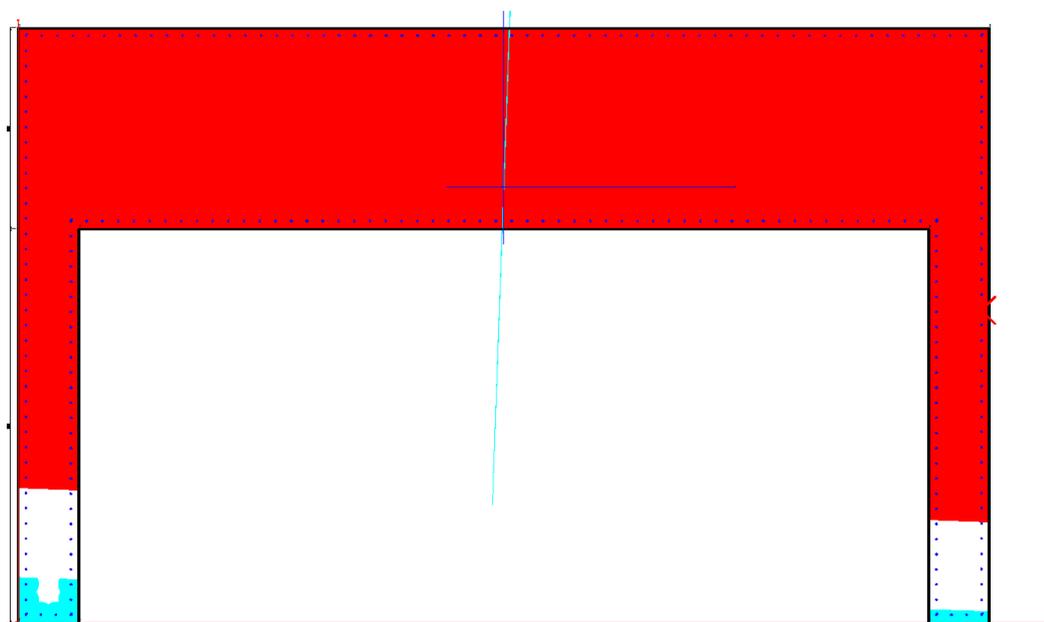
Percorso File: C:\Users\mail neDrive\Desktop LC_ALLA_Predim\SPICCATO PARETE ELEVAZIONE\Verifica_Sezione_C.sez

N = 28514 [kN] = Cost.



Passo Momenti Mx, My griglia = 75033 kNm

Figura 9 - Dominio di interazione stato limite ultimo: VERIFICATO



Dati generali		Dati sezione	Storzi	Risultati	Staffe-Duttilità
Tipo Combinazione					
S.L.U. Comb. Ultime (Calcolo Resistenza)	N.Comb.	C. Non Ver.			
S.L.E. Comb. Rare (Esercizio)	1				
S.L.E. Comb. Frequent (Esercizio)	1				
S.L.E. Comb. Quasi Permanent (Esercizio)	1				
Combinazione N° 1 Combinazione verificata					
Flessione Composta (S.L.E.)					
Tensioni-Deform.					
Sc max = 0.74 MPa	Apertura fessure = 0.005 mm				
Sc limite = 14.94 MPa	[Apert. limite = 0.200 mm]				
Sc min = 0.00 MPa	Dist. fessure = 954 mm				
Sf min = -2.85 MPa	Area efficace = 4411 cm²				
Sf limite = -360.00 MPa	Coeff. K3 = 0.500				
Asse Neutro: a*b/1 + c = 0	coeff. a = 0.000000682				
	coeff. b = 0.00095410				
Calcola e visualizza					
<input checked="" type="radio"/> Sezione con tensioni e deformazioni					
<input type="radio"/> Dominio Mx-My S.L.U.					
<input type="radio"/> Dominio N-Mx-My S.L.Ultimo					

Figura 10 - Verifica SLE più gravosa: tensioni sotto i limiti, sezione non fessurata: VERIFICATO

progettazione ati:

11.10 Verifica cordolo

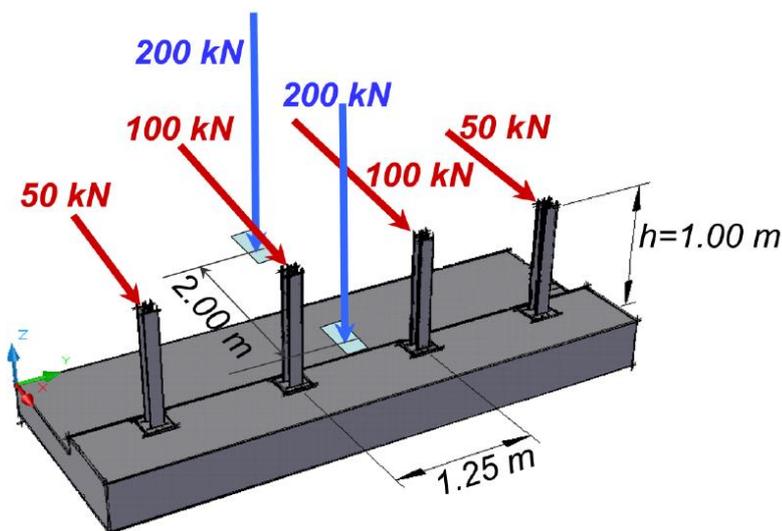
Si adotta una procedura semplificata in sicurezza. Si ipotizza che il montante del sicurvita si mantenga indeformabile durante l'urto e che le connessioni tra muro/cordolo e montanti presentino resistenza a trazione e taglio sufficienti a plasticizzazione e che l'aderenza tra ancoranti e calcestruzzo sia sufficiente per trasmettere il momento di rottura al materiale base in calcestruzzo armato. Si verificano le armature a trazione del cordolo, nella zona localmente più sollecitata.

Altezza della barriera	$H_{\text{barriera}} = 1.10 \text{ m}$
Altezza h_1 (NTC2018 par. 5.1.3.10):	$h_1 = H_{\text{barriera}} - 0.10 \text{ m} = 1.00 \text{ m}$
Altezza h_2 (NTC2018 par. 5.1.3.10):	$h_2 = 1.00 \text{ m}$
Quota di applicazione dei carichi concentrati:	$h = \min(h_1, h_2) = 1.00 \text{ m}$ (misurata dal piano viario)

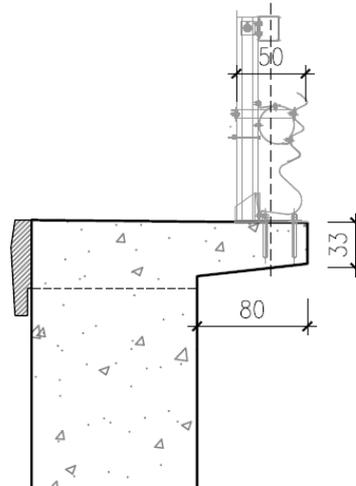
Considerando le spinte dei terreni come carichi permanenti G_1 (si veda NTC2018 par. 6.2.4.2, tab. 6.2.III) e le azioni d'urto come azioni eccezionali A_d , si utilizzerà la combinazione di carico (da NTC2018, par. 2.5.3, eq. 2.5.6) nella seguente forma:

$$G_1 + G_2 + A_d$$

Per la verifica statica (in condizioni eccezionali), si considera il seguente assetto geometrico di riferimento:



progettazione ati:



Altezza sezione resistente cordolo

Braccio di forza urto

Sollecitazione flettente di progetto:

Copriferro staffe:

Staffature (esterne)

Altezza utile armature tese cordolo:

Tensione di progetto acciai:

Area armatura a flessione richiesta:

Passo bracci staffatura (dir. longitudinale)

Numero bracci resistenti (per 1 m long.)

Area staffatura resistente (per 1 m long.)

Taglio (minimo) portato (con $\cot\theta = 1.50$)

Trazione armature tese (minimo valore, flessione)

Coefficiente di incrudimento armature a flessione

Taglio di progetto massimo

Massimo scheacciamento biella compressa cls.;

$d_{steel} = 26$ cm (valore medio tra superficie di urto e superficie interna montante resistente)

$h_{urto} = 1.00$ m + 0.26 m = **1.26** m

$M_{Ed,loc} = (100$ kN) $\times h_{urto} / (1.25$ m) = **100.00** kNm/m

$C_{nom} = 45$ mm

$\phi_{staffe} = 14$ mm

$d_{crd} = 330$ mm – ($C_{nom} + \phi_{staffe}$) = **271** mm

$f_{yd} = 391$ N/mm²

$A_{s,crd} = M_{Ed,loc} / [0.9 \times d_{crd} \times f_{yd}] = 1057$ mm²/m

$s_w = 150$ mm (su sezione resistente larga $b_w = 1$ m)

$N_{bw} = (1.00$ m) / $s_w = 6.7$ (equivalenti)

$A_{sw} = N_{bw} \times (\pi \times \phi_{staffe}^2 / 4) / s_w = 6842$ mm²/m

$V_{Rd,min} = A_{sw} \times d_{crd} \times 0.9 \times f_{yd} = 652$ kN

$T_{d,min} = (A_{s,crd} \times f_{yd}) \times 1$ m = **413** kN

$\gamma_{Rd} = 1.30$; (incrudimento acciai tesi)

$V_{Ed,max} = \gamma_{Rd} \times T_{d,min} = 537$ kN; < $V_{Rd,min}$ (verificato)

$V_{Rd,max} = 870$ kN > $V_{Ed,max}$ (verificato, con $\cot\theta = 1.50$)

progettazione ati:

12 VERIFICHE STRUTTURALI SPALLA A

12.1 Verifica pali di fondazione

12.1.1 Interazione geotecnica palo-terreno (taglio-momento)

Parametro taglio-momento per palo-terreno ^(*) :	$r_{top} = 1.15$
(*) fare riferimento alla relazione geotecnica allegata.	
Diametro mediopalo:	$\phi_{palo} = 450$ mm
Armatura:	tubolare metallico $\phi 298.5 \times 20$ - S355JR
Lunghezza effettiva palo:	$L_{palo} = 8000$ mm
Numero complessivo di pali:	130

12.1.2 Sollecitazioni di progetto su pali: verifica resistenza

Si considera reagente e resistente solo l'armatura in carpenteria metallica annegata nel getto in calcestruzzo. Il contributo del calcestruzzo compresso è ignorato completamente. Il calcestruzzo ha solo funzione di protezione dall'ambiente esterno. Per sicurezza, la verifica di resistenza dell'elemento in carpenteria metallica (tubo) verrà condotta facendo riferimento al modulo elastico e non a quello plastico.

Tipo di combinazione:	Nmax + Mmax-SLV_03
Minima azione assiale di compressione	$N_{Ed,max} = 726.5$ kN (per verifica a pressoflessione)
Massimo valore del taglio su palo	$V_{Ed} = 200.3$ kN
Momento flettente in testa al palo	$M_{Ed,top} = r_{top} \times V_{Ed} = 230.3$ kNm (in assenza di effetti del II ordine)

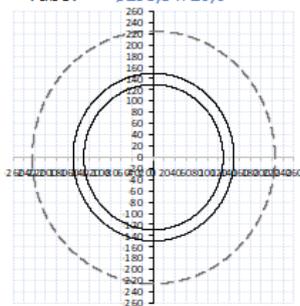
VERIFICA MICROPALO

Materiale

Acciaio	S355		Tipo di acciaio
f_{yk}	355	N/mm ²	Tensione di snervamento
f_{tk}	510	N/mm ²	Tensione di rottura
γ_{Mo}	1.05	-	Coefficiente parziale di sicurezza
f_{yd}	338.10	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto

Caratteristiche Sezione

Tubo: $\phi 298,5 \times 20,0$



D_e	298.5	mm	Diametro Esterno Tubo
s_p	20	mm	Spessore Tubo
D_i	258.5	mm	Diametro Interno tubo
R_e	149.25	mm	Raggio esterno tubo
R_i	129.25	mm	Raggio interno tubo
A	175	cm ²	Area tubo
W_{el}	1143	cm ³	Modulo elastico di resistenza a flessione
$D_{micropalo}$	450	mm	Diametro Micropalo

VERIFICA SEZIONE

Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo

N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	σ [Mpa]	τ [Mpa]	σ_{VM} [Mpa]	F.S. [-]	CHECK
726.5	230.30	200.3	243.00	22.89	246.22	0.73	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta

1.15 valore parametro $r_t = M_{Ed} / V_{Ed}$

12.2 Verifica elemento paraghiaia

NOTA: si veda calcolo per spalla B, alla quale si rimanda. Medesime sollecitazioni e medesime armature: si dispongono delle barre verticali portanti $\phi 20$ passo 20 (interne ed esterne). Non sono richieste specifiche armature a taglio.

progettazione ati:

12.3 Verifica muri di risvolto per urto di veicolo in svio: q_8

Le azioni eccezionali q_8 previste riguardano l'urto dei veicoli in svio contro i guardrails posti ai bordi dell'impalcato stradale. Il punto 5.1.3.10 del D.M. 2018 rimanda al punto 3.6.3.3.2 dello stesso decreto, che prevede che, in assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1.0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0.5 m. Per la verifica si considera una combinazione di carico eccezionale nella quale all'azione d'urto applicato al sicurvia si associa un carico verticale isolato pari ad una ruota del secondo schema di carico (200 kN su un'impronta 0.35×0.60 m).

Altezza della barriera	$H_{\text{barriera}} = 1.10$ m
Altezza h_1 (NTC2018 par. 5.1.3.10):	$h_1 = H_{\text{barriera}} - 0.10$ m = 1.00 m
Altezza h_2 (NTC2018 par. 5.1.3.10):	$h_2 =$ 1.00 m
Quota di applicazione dei carico concentrato:	$h = \min(h_1, h_2) =$ 1.00 m (misurata dal piano viario)

Considerando le spinte dei terreni come carichi permanenti G1 (si veda NTC2018 par. 6.2.4.2, tab. 6.2.III) e le azioni d'urto come azioni eccezionali A_d , si utilizzerà la combinazione di carico (da NTC2018, par. 2.5.3, eq. 2.5.6) nella seguente forma:

$$G1 + G2 + A_d$$

Per la verifica statica (in condizioni eccezionali), si considera il seguente assetto geometrico:

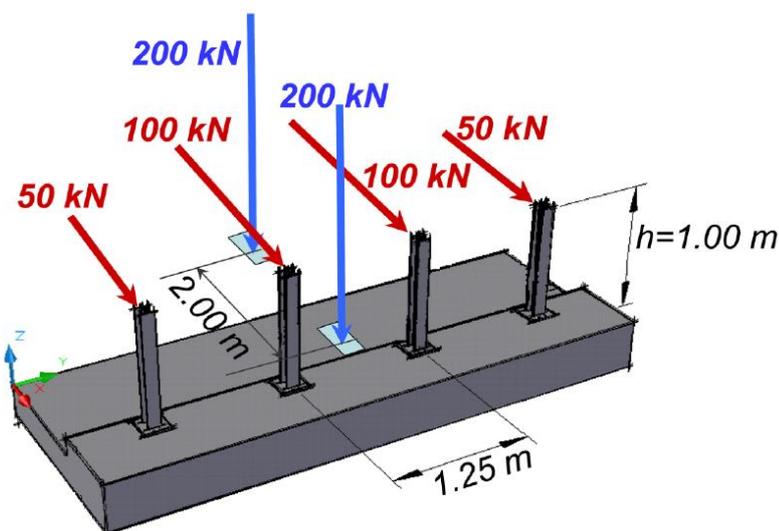


Figura 1 - Geometria di carico per verifica muri di risvolto e cordolo/muro

Azione complessiva da carico eccezionale (urto):	$Q_{k2,urto} = (50 \text{ kN} + 100 \text{ kN} + 100 \text{ kN} + 50 \text{ kN}) =$ 300 kN
Estensione in pianta della zona di urto:	$b_{urto} = 1.25 \text{ m} \times 3 =$ 3.75 m
Carico lineare equivalente su b_{urto} :	$H_{k2,urto} = Q_{k2,urto} / b_{urto} =$ 80.00 kN/m

Altezza spalla (elevazione + fondazione):	$H_{\text{spalla}} =$ 11.52 m
Sviluppo in pianta parete di risvolto:	$B_{\text{risvolto}} =$ 8.60 m
Valore caratt. angolo a taglio (comb. M2):	$\phi =$ 35.0° (relativo ai terreni di imbarco)

Angolo di inclinazione cuneo di spinta attiva:	$\alpha_{\text{attiva}} = 45^\circ + \phi/2 =$ 62.5° (vedere Figura 2 avanti)
Larghezza cuneo di spinta attiva (tergo muro risv.):	$x = H_{\text{spalla}} / \tan(\alpha_{\text{attiva}}) =$ 6.00 m

Superficie orizzontale di distribuzione del carico:	$S_x = x \times b_{urto} =$ 22.49 m ²
Coefficiente di spinta "a riposo":	$k_0 = 1 - \sin(\phi) =$ 0.426 (relazione di Jaky, assunta per sicurezza)
Carico verticale da "schema di carico 2":	$Q_{k2} = 2 \times 200 \text{ kN} =$ 400 kN
Carico distribuito equivalente (sch. carico 2):	$q_{k2} = Q_{k2} / S_x =$ 17.79 kN/m ²
Pressione orizzontale litostatica (sch. carico 2):	$q_{k2,H} = k_0 \times q_{k2} =$ 7.58 kN/m ²

progettazione ati:

Altezza tratto di parete h_y a quota y :

$h_y = 9.72$ m (quota $y \leq H_{risolto}$ sezione incastro di verifica, da testa muro)

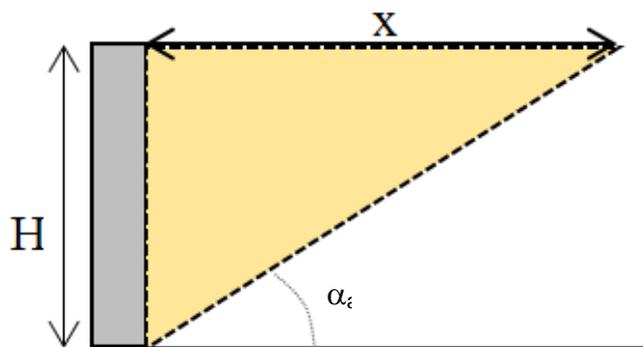


Figura 2 - Schema cuneo di spinta attiva. H è rappresentata l'altezza del muro di risvolto dallo spiccato

Peso specifico terreni d'imbarco:

$\gamma_{imbarco} = 18.00$ kN/m³ (valore medio di riferimento)

Pressione orizzontale terreni alla quota di verifica:

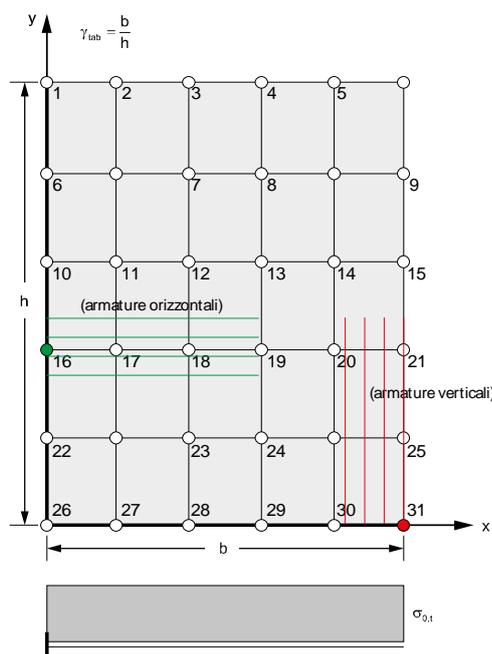
$p_y = K_0 \times \gamma_{imbarco} \times h_y = 74.61$ kN/m²

Fraz. pressione $q_{k2,H}$ equiv. in y effetto $Q_{k2,urto}$:

$\xi_y = 2 \times Q_{k2,urto} \times (h + h_y) / (b_{urto} \times h_y^2 \times q_{k2,H}) = 2.39$ (solo momenti)

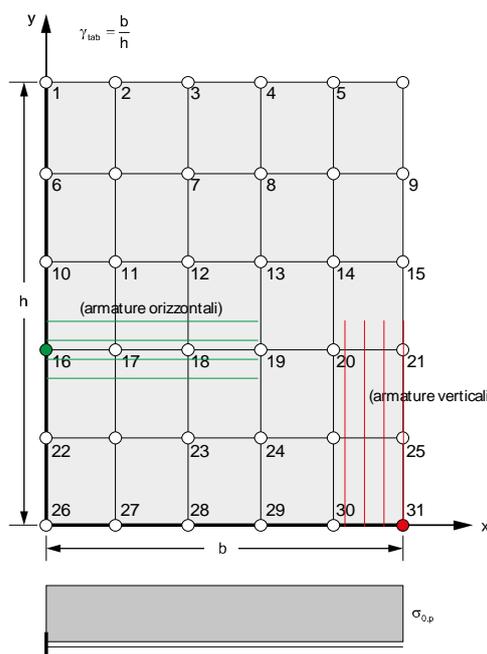
Pressione equivalente (costante) urto, sez. in y :

$p_{y,urto,equiv} = \xi_y \times q_{k2,H} = 18.15$ kN/m²



— Libero
— Incastro

Tab. 1.97
(rielaborata)



— Libero
— Incastro

Tab. 1.41
(rielaborata)

Figura 3 – Schemi di carico delle spinte delle terre sul muro di risvolto. Calcolo da abachi di R. Bares

Rapporto dimensioni muro di risvolto:

$\gamma_{tab} = B_{risolto} / h_y = 0.88$

Coefficienti tab. 1.97 (Richard Bares)

Coefficiente momento infl. x-x (carico triangolare):

$\alpha_{x16} = -0.0640$

Coefficiente momento infl. y-y (carico triangolare):

$\alpha_{y31} = -0.0896$

Coefficiente taglio x-x (carico triangolare):

$r_{x16} = 0.3176$

Coefficiente taglio y-y (carico triangolare):

$r_{y31} = 0.5505$

progettazione ati:

Coefficienti tab. 1.41 (Richard Bares)

Coefficiente momento infl. x-x (carico costante):	$\beta_{x16} = -0.1468$
Coefficiente momento infl. y-y (carico costante):	$\beta_{y31} = -0.2076$
Coefficiente taglio x-x (carico costante):	$S_{x16} = 0.5217$
Coefficiente taglio y-y (carico costante):	$S_{y31} = 1.1288$

Sez. di verifica A a quota y (da testa muro)

Massima pressione a quota y sez. A (triangolare):	$q_{ECC,t,A} = p_y = 74.61 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione a quota y sez. A (costante):	$q_{ECC,c,A} = q_{k2,H} \times (1 + \xi_y) = 25.74 \text{ kN/m}^2$

Sollecitazioni per combinazione eccezionale (urto) – a quota h_{min} su sez. A a quota y

Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLV,x,A} = (\alpha_{x16} \times q_{ECC,t,A} + \beta_{x16} \times q_{ECC,c,A}) \times B_{risvolto}^2 = -632.61 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLV,y,A} = (\alpha_{y31} \times q_{ECC,t,A} + \beta_{y31} \times q_{ECC,c,A}) \times h_y^2 = -1136.41 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. x-x:	$V_{Ed,SLV,x,A} = (r_{y31} \times q_{ECC,t,A} + S_{y31} \times q_{ECC,c,A}) \times h_y = 681.62 \text{ kN/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. y-y:	$V_{Ed,SLV,y,A} = (r_{x16} \times q_{ECC,t,A} + S_{x16} \times q_{ECC,c,A}) \times B_{risvolto} = 319.26 \text{ kN/m}$

Sollecitazioni (max) in valore assolute utilizzate per le verifiche strutturali (per $b_w = 1 \text{ m}$ di larghezza muro)

Sollecitazione flettente per armature orizzontali:	$M_{Ed,x,A} = \text{abs}(M_{Ed,SLV,x,A}) = 632.61 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente per armature verticali:	$M_{Ed,y,A} = \text{abs}(M_{Ed,SLV,y,A}) = 1136.41 \text{ kNm/m}$

Verifica sollecitazioni taglianti (sez. A a quota y):	$V_{Ed,y} = \text{max}(V_{Ed,SLV,x,A}, V_{Ed,SLV,y,A}) = 681.62 \text{ kN/m}$
---	---

NOTA: nelle verifiche a flessione e taglio (sulla sezione A a verifica) si trascura per semplicità e sicurezza il contributo dell'azione di compressione N_{Ed} .

Altezza sezione muro a quota y (sez. A):	$h_A = 750 \text{ mm}$
Altezza utile sezione muro a quota y (sez. A):	$d_A = 670 \text{ mm}$
Larghezza sezione in c.a. a verifica:	$b_w = b_{urto} = 3.75 \text{ m}$
Copri ferro (max) armature tese:	$c = 50 \text{ mm}$

Tensione di snervamento acciai armature:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza acciai:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$

Armatura longitudinale tesa orizzontale richiesta:	$A_{s1,H} = M_{Ed,x,A} / [0.9 \times d_A \times f_{yd}] = 2681 \text{ mm}^2/\text{m}$
Armatura longitudinale tesa verticale richiesta:	$A_{s1,V} = M_{Ed,y,A} / [0.9 \times d_B \times f_{yd}] = 3507 \text{ mm}^2/\text{m}$

NOTA: le seguenti armature verranno considerate come minimi (verificati) successivamente per la verifica dei muri di risvolto allo SLU, SLV, SLE.

12.3.1 Verifica taglio su sezione a quota y dei muri di risvolto (verifica locale)

L'elemento strutturale verrà schematizzato come una sezione resistente di forma rettangolare di altezza pari allo spessore del muro alla quota di sezione A e larghezza pari alla dimensione di estensione unitaria in pianta. Nella verifica di resistenza allo stato limite per azione eccezionale si prescindere per sicurezza delle azioni assiali di precompressione sulle sezioni in c.a. a verifica. Ciò per penalizzare al massimo la resistenza a taglio in assenza di apposite armature di cucitura.

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

Larghezza (minima) della sezione a taglio:	$b_w = 1000 \text{ mm}$
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = 750 \text{ mm}$
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = 690 \text{ mm}$
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14.2 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq.3.15, NTC2018)

progettazione ati:

Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:

$$A_{sl} = 0 \text{ mm}^2 \text{ (valore nullo, quando ignorata per sicurezza)}$$

Massimo taglio di progetto (SLU/SLV):

$$V_{Ed,0} = 681.6 \text{ kN (da analisi, senza considerare sovrarresistenza)}$$

Tipo di elemento a verifica:

piastra (soletta)

Tipo di "Classe di Duttilità" scelta (NTC2018):

"ignorata"

Valore assunto per il coeff. di sovrarresistenza:

$$\gamma_{Rd} = 1.00 \text{ (valore di } V_{Ed,0} \text{ già comprensivo o ignorato)}$$

Valore assunto del taglio di progetto (SLU/SLV)

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times V_{Ed,0} = 681.6 \text{ kN (secondo NTC2018, tab. 7.2.1)}$$

Braccio di leva a flessione:

$$z = 0.9 \times d = 621 \text{ mm}$$

Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):

$$v_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 1.1 \text{ N/mm}^2$$

Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.000$$

Tensione nel conglomerato:

$$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = 0.120 \text{ N/mm}^2$$

$$k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.538 \text{ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)}$$

Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 0.00 \text{ kN}$$

Tensione minima di taglio:

$$v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.334 \text{ N/mm}^2$$

Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:

$$N_{Ed} = 0.0 \text{ kN}$$

Area della sezione trasversale in cls:

$$A_C = b_w \times h = 750000 \text{ mm}^2$$

Tensione sulla sezione per azione assiale:

$$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = 0.000 \text{ N/mm}^2$$

$$k_1 = 0.15 \text{ (NTC2018, eq. 4.1.23)}$$

Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 230.40 \text{ kN}$$

Per la sezione in oggetto risulta quindi:

$$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 230.40 \text{ kN (NTC2018, eq. 4.1.23)}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 2.958 > 1$$

Sono necessarie apposite armature di cucitura a taglio

Area dell'armatura di cucitura al taglio da prevedere (EC2 p.to 6.2.3(4), NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.2)

Tensione di snervamento delle armature a taglio: $f_{ywk} = 450 \text{ N/mm}^2$

Fattore parziale di sicurezza acciaio:

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (NTC2018 p.to 4.1.2.1.1.3)}$$

Tensione di progetto degli acciai a taglio:

$$f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2 \text{ (NTC2018 eq. 4.1.5)}$$

Angolo di inclinazione della armature a taglio rispetto all'asse longitudinale dell'elemento a verifica:

$$\alpha = 90.0^\circ$$

Fattore di riduzione (EC2 p.to 6.2.3(3), NTC2018):

$$v_1 = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.54$$

Coefficiente d'interazione assiale:

$$\alpha_{cw} = 1.00 \text{ (EC2 p.to 6.2.3(3))}$$

Inclinazione della biella convezionale compressa:

$$\theta = \max(0.5 \times A_{sin}(2 \times v_{Ed} / (\alpha_{cw} \times f_{cd} \times v_1)), 21.8^\circ) = 21.8^\circ$$

Area dell'armatura a taglio richiesta (EC2 eq. 6.13):

$$A_{sw,req} = v_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = 1122 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Area minima e aree di cucitura da disporre a taglio (EC2 eqq. 9.4-9.5N)

Area minima di armatura di cucitura a taglio (secondo norma):

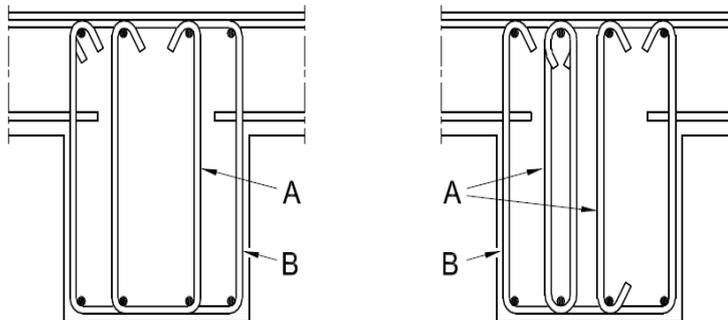
$$A_{sw,min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck}/1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{ywk} \times b_w \times \sin(\alpha) = 889 \text{ mm}^2/\text{m}$$

progettazione ati:

Progetto armatura a taglio (schema generale rappresentato per elementi tipo “trave”)

Legenda

- A Alternative per staffe interne
- B Staffe di chiusura



← Schema sezione e staffe (caso “trave”)

Area dell’armatura a taglio (min) da disporre:	$A_{sw} = \max(A_{sw,req}, A_{sw,min}) = 1122 \text{ mm}^2/\text{m}$
Numero di bracci per sezione armata a taglio:	$N_{bracci} = 3$ (per singola sezione trasversale)
Diametro ferro armatura a taglio:	$\phi_{staffa} = 10 \text{ mm}$
Passo (longitudinale) armature a taglio:	$s = 200 \text{ mm}$ (in direzione longitudinale all’elemento a taglio)
Area staffatura effettivamente disposta:	$A_{sw,eff} / s = 1178 \text{ mm}^2/\text{m}$

OK - Quantitativo di armatura di cucitura a taglio idonea

Nota: si è deciso, in questa particolare verifica, di ignorare la Classe di Duttilità (NTC2018, p.to 7.2.2 – tab. 7.2.1) dell’elemento a verifica. Trattandosi, quindi, di verifica di trave elastica o di elemento “piastra”.

Armatura a taglio per elementi tipo “piastra” (EC2 eqq. 9.4-9.5N)

Max passo longitudinale insiem di staffe:	$s_{l,max,p} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = 518 \text{ mm}$ (EC2, eq. 9.9 – piastre)
Max passo longitudinale ferri piegati:	$s_{l,max,fp} = d = 690 \text{ mm}$ (EC2, eq. 9.10 – piastre)
Max distanza trasversale armature taglio:	$s_{t,max,p} = 1.5 \times d = 1035 \text{ mm}$ (EC2, p.to 9.3.2(5) – piastre).

Riassunto degli esiti delle verifiche per solo taglio

Di seguito, si riportano gli esiti delle verifiche allo stato limite ultimo SLU/SLV per solo taglio, relativi alla sezione strutturale a verifica. Le verifiche sono state condotte secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

Verifiche SLU/SLV	Area armature a taglio richieste EC2 eq. 6.13	Area armature a taglio minima da norma EC2 eqq. 9.4-9.5N	Armatura a taglio effettivamente disposta
$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$A_{sw,req} / s \text{ [mm}^2/\text{m]}$	$A_{sw,min} \text{ [mm}^2/\text{m]}$	$A_{sw,eff} / s \text{ [mm}^2/\text{m]}$
2.958	1122	889	1178

Nota bene : Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un’apposita armatura di cucitura al taglio. Di seguito i valori di riferimento per una staffatura “fuori calcolo” (secondo EC2).

progettazione ati:

Limiti armature per elementi “piastra”	Limiti armature per elementi “trave”
(EC2 eqq. 9.4-9.5N)	(EC2 p.to 9.2.2, eqq. 9.4-9.5N)
Max passo longitudinale insiemli di staffe: $S_{l,max_p} = 518$ mm	Max passo longitudinale armature a taglio: $S_{l,max} = 518$ mm
Max passo longitudinale ferri piegati: $S_{l,max_fp} = 690$ mm	Max distanza trasversale bracci armature taglio: $S_{t,max} = 518$ mm
Max distanza trasversale armature taglio: $S_{t,max_p} = 1035$ mm	-

Nota bene : vengono riportati i valori minimi indicati negli Eurocodici ai quali le NTC2018 fanno riferimento.

12.4 Verifica cordolo e sezione di attacco cordolo/muro

Si adotta una procedura semplificata in sicurezza. Si ipotizza che il montante del sicurvia si mantenga indeformabile durante l'urto e che le connessioni tra muro/cordolo e montanti presentino resistenza a trazione e taglio sufficienti a plasticizzazione e che l'aderenza tra ancoranti e calcestruzzo sia sufficiente per trasmettere il momento di rottura al materiale base in calcestruzzo armato. Si verificano le armature a trazione del cordolo, nella zona localmente più sollecitata.

Sollecitazione flettente di progetto:	$M_{Ed,loc} = (100 \text{ kN}) \times h_2 / (1.25 \text{ m}) = 80.00 \text{ kNm/m}$
Altezza utile armature tese cordolo:	$d_{crd} = 450 \text{ mm}$
Tensione di progetto acciai:	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di abbattimento tensione acciai:	$\phi = 0.75$ (forfetariamente per incertezze sul modello adottato)
Area armatura a flessione richiesta:	$A_{s,crd} = M_{Ed,loc} / [0.9 \times d_{crd} \times \phi \times f_{yd}] = 674 \text{ mm}^2/\text{m}$

12.5 Verifica eccezionale urto bandiera spalla

Si verificano le armature orizzontali (esterne) reagenti alla sezione di incastro della bandiera della spalla con le estremità libere dei muri di risvolto. Si considera la combinazione eccezionale per urto di veicolo in svio: q_8 . Geometria della sezione di incastro della bandiera:

Altezza all'incastro:	$H_{band} = 230 \text{ cm}$ (S + R, da geometria)
Larghezza all'incastro:	$B_{band} = 120 \text{ cm}$ (s, da geometria spalla)
Sviluppo orizzontale della bandiera:	$L_{band} = 200 \text{ cm}$ (Q, da geometria spalla)

NOTA: la geometria della bandiera presenta una rastremazione dal bordo inferiore di attacco fino alla zona terminale di altezza (in verticale) pari a $S = 100 \text{ cm}$. Per semplicità e sicurezza, per il calcolo delle spinte dei terreni, si considera una superficie quadrangolare di area $H_{band} \times L_{band} = 4.60 \text{ m}^2$. Si ha, nel caso in oggetto:

Carico lineare per urto:	$H_{urto} = (100 \text{ kN}) / (1.25 \text{ m}) = 80.00 \text{ kN/m}$
Entità del carico superficiale distribuito:	$Q_{k2} = 2 \times 200 \text{ kN} = 400 \text{ kN}$ (“schema di carico 2”)
Altezza spalla (elevazione + fondazione):	$H_{spalla} = 1141 \text{ cm}$
Sviluppo in pianta parete risvolto:	$B_{risvolto} = 1000 \text{ cm}$
Spessore bandiera:	$S_{band} = 120 \text{ cm}$ (s, da geometria spalla)
Valore angolo di attrito terreni imbarco:	$\phi = 35^\circ$
Angolo di inclinazione cuneo di spinta attiva:	$\alpha_{attiva} = 45^\circ + \phi/2 = 62.5^\circ$
Larghezza cuneo di spinta attiva (tergo muro risv.):	$x = H_{spalla} / \tan(\alpha_{attiva}) = 5.94 \text{ m}$
Estensione in pianta della zona di urto:	$b_{urto} = 1.25 \text{ m} \times 3 = 3.75 \text{ m}$
Superficie orizzontale di distribuzione del carico:	$S_x = x \times b_{urto} = 22.27 \text{ m}^2$
Carico distribuito equivalente (sch. carico 2):	$q_{k2} = Q_{k2} / S_x = 17.96 \text{ kN/m}^2$
Peso specifico terreni:	$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Coefficiente di spinta “a riposo”:	$K_0 = 1 - \sin(\phi) = 0.426$
Pressione orizzontale litostatica (sch. carico 2):	$q_{k2,H} = K_0 \times q_{k2} = 7.66 \text{ kN/m}^2$
→ Azione risultante orizz. su bandiera (sch. 2):	$R_{q2,H} = q_{k2,H} \times H_{band} \times L_{band} = 35.2 \text{ kN}$ (valore caratteristico)

progettazione ati:

Quota A del terreno, sezione inferiore incastro: $h_V = H_{band} = 2.30$ m
 Pressione caratteristica spinta "a riposo" in A: $\sigma_{p0} = k_0 \times \gamma \times h_V = 17.65$ kN/m²

→ Azione risultante orizzontale su bandiera: $R_{\sigma p0} = 0.5 \times \sigma_{p0} \times h_V \times L_{band} = 40.60$ kN
 → Azione risultante orizzontale su bandiera: $R_{urto} = H_{urto} \times L_{band} = 160$ kN

Sollecitazioni di progetto eccezionale (verifica flessione armature esterne orizzontali) – per metro lineare di incastro

Sollecitazione flettente (eccezionale): $M_{Ed,ecc} = [(0.5 \times L_{band} \times R_{q2,H}) + [(h_V / 3) \times R_{\sigma p0}] + (0.5 \times L_{band} \times R_{urto})] / H_{band} = 98.42$ kNm/m
 Sollecitazione di taglio (eccezionale): $V_{Ed,ecc} = (R_{q2,H} + R_{\sigma p0} + R_{urto}) / H_{band} = 102.53$ kN/m

Fattori di progetto e armatura tesa

Copri ferro (max) armature tese: $c = 50$ mm
 Tensione di snervamento acciai armature: $f_{yk} = 450$ N/mm²
 Fattore parziale di sicurezza acciai: $\gamma_s = 1.15$
 Tensione di progetto acciai armature: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ N/mm²
 Altezza utile sezione resistente all'incastro: $d_A = B_{band} - c = 1150$ mm
 Armatura longitudinale tesa orizzontale richiesta: $A_{s1,H} = M_{Ed,ecc} / [0.9 \times d_A \times f_{yd}] = 243$ mm²/m

12.5.1 Verifica taglio su sezione di incastro

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

Larghezza (minima) della sezione a taglio: $b_w = 1000$ mm
 Altezza effettiva della sezione (a flessione): $h = 1200$ mm
 Altezza utile della sezione a taglio: $d = 1140$ mm
 Resistenza caratteristica del cls: $f_{ck} = 32$ N/mm²
 Coefficiente parziale di sicurezza cls: $\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
 Coefficiente di applicazione dei carichi: $\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
 Resistenza di progetto a compressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.1$ N/mm² (EC2 eq.3.15, NTC2018)
 Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio: $A_{sl} = 0$ mm² (valore nullo, quando ignorata per sicurezza)
 Massimo taglio di progetto (SLU/SLV): $V_{Ed,0} = 102.5$ kN (da analisi, senza considerare sovrarresistenza)
 Tipo di elemento a verifica: piastra (soletta)
 Tipo di "Classe di Duttilità" scelta (NTC2018): "ignorata"
 Valore assunto per il coeff. di sovrarresistenza: $\gamma_{Rd} = 1.00$ (valore di $V_{Ed,0}$ già comprensivo o ignorato)
 Valore assunto del taglio di progetto (SLU/SLV): $V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times V_{Ed,0} = 102.5$ kN (secondo NTC2018, tab. 7.2.1)
 Braccio di leva a flessione: $z = 0.9 \times d = 1026$ mm
 Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV): $V_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 0.1$ N/mm²
 Tasso geometrico armature longitudinali a trazione: $\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.000$
 Tensione nel conglomerato: $C_{Rd,c} = 0.18$ N/mm² / $\gamma_c = 0.120$ N/mm²
 $k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.419$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
 Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a): $V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 0.00$ kN
 Tensione minima di taglio: $v_{min} = 0.035$ N/mm² $\times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.335$ N/mm²
 Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione: $N_{Ed} = 0.0$ kN
 Area della sezione trasversale in cls: $A_C = b_w \times h = 1200000$ mm²
 Tensione sulla sezione per azione assiale: $\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = 0.000$ N/mm²
 $k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
 Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b): $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 381.46$ kN
 Per la sezione in oggetto risulta quindi: $V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 381.46$ kN (NTC2018, eq. 4.1.23)
 $V_{Ed} / V_{Rd} = 0.269 \leq 1$

OK - Non necessarie apposite armature di cucitura a taglio

progettazione ati:

Riassunto degli esiti delle verifiche per solo taglio

La sezione dell'elemento a verifica non necessita di particolari armature di cucitura a taglio. Di seguito, i valori di riferimento per staffatura minima di norma EC2.

Limiti armature per elementi "piastra" (EC2 eqq. 9.4-9.5N)	Limiti armature per elementi "trave" (EC2 p.to 9.2.2, eqq. 9.4-9.5N)
Max passo longitudinale insiem di staffe: $S_{l,max_p} = 855$ mm	Max passo longitudinale armature a taglio: $S_{l,max} = 855$ mm
Max passo longitudinale ferri piegati: $S_{l,max_fp} = 1140$ mm	Max distanza trasversale bracci armature taglio: $S_{t,max} = 600$ mm
Max distanza trasversale armature taglio: $S_{t,max_p} = 1710$ mm	-

Nota bene : vengono riportati i valori minimi indicati negli Eurocodici ai quali le NTC2018 fanno riferimento.

progettazione ati:

12.6 Verifica muri di risvolto

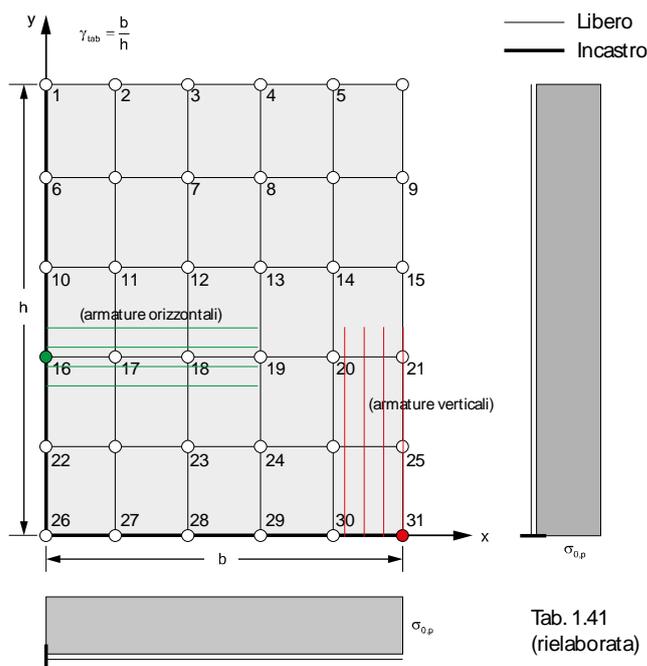
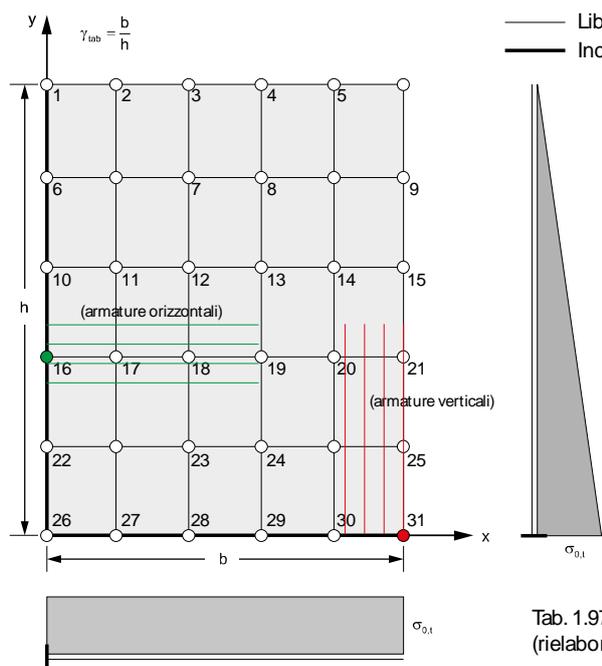
12.6.1 Modello di calcolo adottato

I muri di risvolto sono schematizzati come piastre rettangolari libere sui due lati e vincolate lungo gli altri due alla fondazione e al muro frontale. Generalmente, la rigidezza della fondazione è maggiore di quella dei muri di risvolto che quindi sono stati considerati incastrati alla base. Per la spinta statica del terrapieno su parti strutturali di contenimento fondate su pali, si accetta l'ipotesi di spinta "a riposo", con distribuzione triangolare con risultante orizzontale $\sigma_{0,t} = \gamma \lambda_0 h$, con $\lambda_0 = 1 - \sin \varphi$. Qui, in questo caso, si assume $\varphi = 35^\circ$.

L'ipotesi di spinta orizzontale è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso e quindi ha una componente verticale stabilizzante (compressione) che viene trascurata.

12.6.2 Dati geometrici e di carico

Peso specifico terreni:	$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito dei terreni:	$\varphi = 35^\circ$
Coefficiente di spinta "a riposo":	$\lambda_a = 1 - \sin(\varphi) = 0.43$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 20.0 \text{ kN/m}^2$
Altezza muri di risvolto (dir. y-y):	$h = 9.72 \text{ m}$
Larghezza muro di risvolto (dir. x-x):	$b = 8.60 \text{ m}$
Spessore muro di risvolto:	$s = 75 \text{ cm}$



Valore del coefficiente sismico orizzontale:	$k_h = 0.265$ (NTC2018, eqq. 7.11.3, 7.11.5)
Valore dell'incremento sismico (formula di Wood):	$\sigma_{W,SLV} = k_h \times h \times \gamma = 46.36 \text{ kN/m}^2$
Pressione del sovraccarico sul terrapieno:	$\sigma_{0,p} = \lambda_a \times Q_k = 8.53 \text{ kN/m}^2$
Risultante sovraccarico sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 82.90 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale)
Pressione terreni allo spiccato del muro di risvolto:	$\sigma_{0,t} = \gamma \times \lambda_a \times h = 74.61 \text{ kN/m}^2$
Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 362.59 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale)

NOTA: per il calcolo delle sollecitazioni sull'elemento piastra "muro di risvolto" - considerato incastrato su due lati consecutivi e libero sugli altri due - si sono utilizzate le tabelle di Richards Bares. In particolare, non sono state eseguite interpolazioni lineari sui valori tabellati, ma si sono assunti i valori riportati in tabella che danno il maggior cemento nei punti più significativi delle sezioni dei muri di risvolto. Momento x-x per armature ferri orizzontali (interni/esterni), momento y-y per armature ferri verticali (interni/esterni).

progettazione ati:

12.6.3 Formulazione per il calcolo delle sollecitazioni taglianti e flettenti

Rapporto dimensioni muro di risvolto: $\gamma_{tab} = b/h = 0.88$

Coefficienti tab. 1.97 (Richard Bares)

Coefficiente momento infl. x-x (carico triangolare): $\alpha_{x16} = -0.0640$
 Coefficiente momento infl. y-y (carico triangolare): $\alpha_{y31} = -0.0896$
 Coefficiente taglio x-x (carico triangolare): $r_{x16} = 0.3176$
 Coefficiente taglio y-y (carico triangolare): $r_{y31} = 0.5505$

Coefficienti tab. 1.41 (Richard Bares)

Coefficiente momento infl. x-x (carico costante): $\beta_{x16} = -0.1468$
 Coefficiente momento infl. y-y (carico costante): $\beta_{y31} = -0.2076$
 Coefficiente taglio x-x (carico costante): $s_{x16} = 0.5217$
 Coefficiente taglio y-y (carico costante): $s_{y31} = 1.1288$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLV

Massima pressione allo spiccatto (triangolare): $q_{SLV,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 74.61 \text{ kN/m}^2$
 Massima pressione allo spiccatto (costante): $q_{SLV,c} = 1.0 \times \sigma_{W,SLV} = 46.36 \text{ kN/m}^2$
 Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: $M_{Ed,SLV,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLV,t} + \beta_{x16} \times q_{SLV,c}) \times b^2 = -856.54 \text{ kNm/m}$
 Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLV,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLV,t} + \beta_{y31} \times q_{SLV,c}) \times h^2 = -1540.95 \text{ kNm/m}$
 Sollecitazione di taglio su sez. x-x: $V_{Ed,SLV,x} = (r_{y31} \times q_{SLV,t} + s_{y31} \times q_{SLV,c}) \times h = 907.92 \text{ kN/m}$
 Sollecitazione di taglio su sez. y-y: $V_{Ed,SLV,y} = (r_{x16} \times q_{SLV,t} + s_{x16} \times q_{SLV,c}) \times b = 411.80 \text{ kN/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLU

Massima pressione allo spiccatto (triangolare): $q_{SLU,t} = 1.3 \times \sigma_{0,t} = 96.99 \text{ kN/m}^2$
 Massima pressione allo spiccatto (costante): $q_{SLU,c} = 1.5 \times \sigma_{0,p} = 12.79 \text{ kN/m}^2$
 Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: $M_{Ed,SLU,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLU,t} + \beta_{x16} \times q_{SLU,c}) \times b^2 = -597.99 \text{ kNm/m}$
 Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLU,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLU,t} + \beta_{y31} \times q_{SLU,c}) \times h^2 = -1071.95 \text{ kNm/m}$
 Sollecitazione di taglio su sez. x-x: $V_{Ed,SLU,x} = (r_{y31} \times q_{SLU,t} + s_{y31} \times q_{SLU,c}) \times h = 659.34 \text{ kN/m}$
 Sollecitazione di taglio su sez. y-y: $V_{Ed,SLU,y} = (r_{x16} \times q_{SLU,t} + s_{x16} \times q_{SLU,c}) \times b = 322.31 \text{ kN/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-rara

Massima pressione allo spiccatto (triangolare): $q_{SLE,r,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 74.61 \text{ kN/m}^2$
 Massima pressione allo spiccatto (costante): $q_{SLE,r,c} = 1.0 \times \sigma_{0,p} = 8.53 \text{ kN/m}^2$
 Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: $M_{Ed,SLE,r,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,r,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,r,c}) \times b^2 = -445.74 \text{ kNm/m}$
 Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLE,r,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE,r,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE,r,c}) \times h^2 = -798.84 \text{ kNm/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-frequente

Massima pressione allo spiccatto (triangolare): $q_{SLE,f,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 74.61 \text{ kN/m}^2$
 Massima pressione allo spiccatto (costante): $q_{SLE,f,c} = 0.75 \times \sigma_{0,p} = 6.40 \text{ kN/m}^2$
 Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: $M_{Ed,SLE,f,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,f,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,f,c}) \times b^2 = -422.60 \text{ kNm/m}$
 Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLE,f,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE,f,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE,f,c}) \times h^2 = -757.02 \text{ kNm/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione per SLE-quasi permanente

Massima pressione allo spiccatto (triangolare): $q_{SLE,qp,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 74.61 \text{ kN/m}^2$
 Massima pressione allo spiccatto (costante): $q_{SLE,qp,c} = 0.0 \times \sigma_{0,p} = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: $M_{Ed,SLE,qp,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,qp,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,qp,c}) \times b^2 = -353.15 \text{ kNm/m}$
 Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLE,qp,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE,qp,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE,qp,c}) \times h^2 = -631.57 \text{ kNm/m}$

12.6.4 Sollecitazioni di calcolo per le verifiche di resistenza

12.6.4.1 SINTESI SOLLECITAZIONI DI PROGETTO SLU/SLV/SLE (in valore assoluto e per $b_w = 1 \text{ m}$ di larghezza di muro)

SLU/SLV per armature portanti orizzontali: $M_{Ed,x} = \max(\text{abs}(M_{Ed,SLV,x}), \text{abs}(M_{Ed,SLU,x})) = 856.54 \text{ kNm}$
 SLE-rara (armature orizzontali): $M_{Ed,SLE,r,x} = 445.74 \text{ kNm}$
 SLE-frequente (armature orizzontali): $M_{Ed,SLE,f,x} = 422.60 \text{ kNm}$
 SLE-quasi permanente (armature orizzontali): $M_{Ed,SLE,qp,x} = 353.15 \text{ kNm}$

SLU/SLV per armature portanti verticali: $M_{Ed,y} = \max(\text{abs}(M_{Ed,SLV,y}), \text{abs}(M_{Ed,SLU,y})) = 1540.95 \text{ kNm}$
 SLE-rara (armature verticali): $M_{Ed,SLE,r,y} = 798.84 \text{ kNm}$

progettazione ati:

SLE-frequente (armature verticali):	$M_{Ed,SLE_{f,y}} = 757.02$ kNm
SLE-quasi permanente (armature verticali):	$M_{Ed,SLE_{qp,y}} = 631.57$ kNm
SLU/SLV per verifica cls a taglio (no armatura):	$V_{Ed} = \max(V_{Ed,SLV,x}, V_{Ed,SLU,x}, V_{Ed,SLV,y}, V_{Ed,SLU,y}) = 907.92$ kN

12.6.5 Verifiche armature e resistenza a taglio

12.6.5.1 Verifica armature verticali (max nei nodi 30 e 31)

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

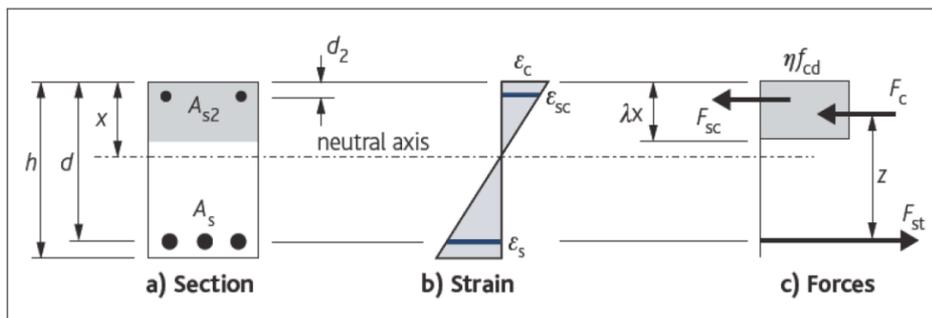
D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

Nota: nelle compute delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica:	rettangolare
Elemento strutturale a verifica:	(elemento strutturale)
Tipo di elemento a verifica:	"piastra"
Larghezza sezione:	$b = 1000$ mm
Altezza sezione:	$h = 750$ mm
Copriferro nominale (barre longit. portanti):	$c_{nom} = 69$ mm (in questo calcolo, non inteso delle armature più esterne)
Armatura longitudinale disposta (tesa):	$A_s = 5\phi 24$ (correnti) + $10\phi 24$ (spezzoni)
Armatura longitudinale disposta (compressa):	$A_{s2} = 5\phi 24$ (correnti) + $0\phi 24$ (spezzoni)
Armatura di cucitura a taglio disposta:	si veda calcolo seguente
Lunghezza minima ancoraggi (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 25$ cm
Lunghezza minima ancoraggi (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 51$ cm



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	$M_{Ed} = 1541.0$ kNm
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV):	$V_{Ed} = 907.9$ kN
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 631.6$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 757.0$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 798.8$ kNm
Limite max aperture fessure per comb. QP:	$w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Limite max aperture fessure per comb. FR:	$w_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17).

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

progettazione ati:

Verifiche SLU/SLV		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.963	2.291	0.640	0.557	0.561	0.270	0.458

Nota bene: Il pedice “s” sta per “acciaio” in trazione, il pedice “c” sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un’apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.1

Resistenza cilindrica cls: $f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza cubica cls: $f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
 Classe di resistenza cls: **C32/40** (NTC2018, tab. 4.1.1)
 Resistenza di calcolo a trazione (cls): $f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$ (da NTC2018, eq. 4.1.4)
 Resistenz di calcolo a compressione (cls): $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
 Coefficiente per condizione di aderenza: $\eta_1 = 0.7$ (considerata “bassa aderenza”, EC2 p.to 8.4.2)
 Coefficiente per diametro delle barre armatura: $\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
 Tensione ultima di aderenza (barre nervate): $f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2, NTC2018 eq. 4.1.6, 4.1.7)
 Diametro armature longitudinali: $\phi = 24 \text{ mm}$ (diametro di riferimento, assunto)
 Lunghezza di ancoraggio base: $l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 844 \text{ mm}$ (EC2 eq. 8.3)
 $l_{b,rqd} = 90 \text{ cm}$ (arrotondato in eccesso)
 $l_{b,rqd} = 38\phi$
 Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base):
 Lunghezza minima di ancoraggio (compressione): $l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 25 \text{ cm}$
 Lunghezza minima di ancoraggio (trazione): $l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 51 \text{ cm}$

Calcolo fattori K, K' (per verifica tipo di armatura: singola o doppia)

Momento flettente di progetto applicato: $M_{Ed} = 1541.0 \text{ kNm}$
 Larghezza della sezione (a verifica): $b = b_w = 1000 \text{ mm}$
 Altezza effettiva della sezione: $h = 750 \text{ mm}$
 Altezza utile della sezione: $d = 670 \text{ mm}$
 Percentuale del momento di redistribuzione: $m_r = 0 \%$
 Tasso di redistribuzione sulla sezione: $\delta = \max(1 - m_r, 0.70) = 1.00$
 Profondità asse neutro, SLU (dopo redistribuzione): $x_u = (\delta - 0.4) \times d = 402 \text{ mm}$
 Massimo valore del coefficiente K: $K_{max} = 1 / 3.53 = 0.283$
 Coefficiente K (momento agente adimensionale): $K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = 0.107$
 Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls): $K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = 0.208$

OK - Valore di K congruente (sezione geometrica e altezza compatibili)

K <= K' - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Area di armature tesa richiesta (sezione ad armatura singola)

Tensione di snervamento acciai armature: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
 Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio: $\gamma_s = 1.15$
 Braccio di leva (armatura singola): $z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{[1 - 3.53 \times K]}, 0.95) \times d = 599 \text{ mm}$
 Tensione di progetto acciai armature: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
 Area armature tese richieste (armatura singola): $A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = 6574 \text{ mm}^2$
 Armatura singola (armat. compressa): $A_{s2,req} = 0 \text{ mm}^2$ **"(non serve armatura compressa)"**

K <= K' - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Minimi quantitativi di armatura tesa (EC2 p.to 7.3.2)

Coefficiente di distribuzione delle tensioni: $k_c = 0.4$
 Coefficiente di tensione non uniforme autoequilib.: $k = 0.65$
 Valore medio della resistenza a trazione (cls): $f_{ct,eff} = 3.0 \text{ N/mm}^2$
 Area del calcestruzzo in zona tesa: $A_{ct} = b \times (h - x_u) = 348000 \text{ mm}^2$
 Massima tensione ammessa nelle armature tese: $\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ (EC2, prospetti 7.2N, 7.3N)
 Diametro max delle barre in trazione: $\phi_s^* = 24 \text{ mm}$ (EC2, da prospetto 7.2N)
 Altezza zona tesa prima della fessurazione: $h_{cr} = h/2 = 375 \text{ mm}$ (approssimato,)
 Diametro massimo modificato (barre tese): $\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 23.5 \text{ mm}$ (per sezione inflessa)
 Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1): $A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 912 \text{ mm}^2$

progettazione ati:

OK - Armatura a trazione da calcolo superiore al minimo richiesto: $A_{s1,req} \geq A_{s,min}$

Aree armature tesa e compressa richieste (calcolo/minimo norme)

Armature richieste da considerare (calcolo/norma): $A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = 6574 \text{ mm}^2$ (in trazione)
 $A_{s2,req,eff} = 0 \text{ mm}^2$ (in compressione)

Armature effettivamente disposte in zona tesa nella sezione larga $b = b_w$ e alta h

Numero barre (base) a compressione in sezione: $n_{min,c} = 5$
Diametro barre (base) in compressione: $\phi_{min,c} = 24 \text{ mm}$
Numero barre (aggiuntive) a compressione: $n_{max,c} = 0$
Diametro barre (aggiuntive) in compressione: $\phi_{max,c} = 24 \text{ mm}$
Barre di armatura compressa disposta ($A_{s2,prov}$): **5 ϕ 24 (diffusa) + 0 ϕ 24 (spezzoni)**
Area armature (effettive) in zona compressa: $A_{s2,prov} = 2260 \text{ mm}^2$
Numero barre (base) a trazione in sezione: $n_{min} = 5$
Diametro barre (base) a trazione: $\phi_{min} = 24 \text{ mm}$
Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione: $n_{max} = 10$
Diametro barre (aggiuntive) a trazione: $\phi_{max} = 24 \text{ mm}$
Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$): **5 ϕ 24 (diffusa) + 10 ϕ 24 (spezzoni)**
Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 6780 \text{ mm}^2$
Momento resistente SLU/SLV: $M_{Rd} = 0.9 \times d \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 1599.8 \text{ kNm}$
 $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.963 \leq 1$

OK - Armatura disposta in trazione sufficiente

Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N): $A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 1171 \text{ mm}^2$
Area max di armatura tesa (EC2, p.to 9.2.1.1(3)): $A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 30000 \text{ mm}^2$

OK - Armatura tesa compressa entro i limiti: $A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

Minimi quantitativi di armatura tesa per piastre piene (NTC p.to 4.1.6.1, EC2 p.to 9.3.1 – 9.2.1.1(1) e (3))

Larghezza media della zona tesa: $b_t = b_w = 1000 \text{ mm}$
Area armatura minima (piastra): $A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 1171 \text{ mm}^2$
Area sezione trasversale calcestruzzo: $A_c = b_w \times h = 750000 \text{ mm}^2$
Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni): $A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = 30000 \text{ mm}^2$
Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 6780 \text{ mm}^2$

OK - Armatura tesa entro i limiti: $A_{s,min,pl} \leq A_{s,min,pl} < A_{s,max,pl}$

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): $M_{QP} = 631.6 \text{ kNm}$
Sollecitazione flettente (comb. frequente): $M_{FR} = 757.0 \text{ kNm}$
Sollecitazione flettente (comb. rara): $M_{RA} = 798.8 \text{ kNm}$
Resistenza a compressione cls (comb. rara): $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.17)
Altezza effettiva sezione inflessa: $h = 750 \text{ mm}$
Larghezza sezione inflessa: $b = 1000 \text{ mm}$
Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso: $d_2 = 81 \text{ mm}$
Armatura superiore compressa (presente): $A_f' = A_{s2,prov} = 2260 \text{ mm}^2$
Armatura inferiore tesa (presente): $A_f = A_{s,prov} = 6780 \text{ mm}^2$
Coefficiente di omogenizzazione: $n = 15$
Parametro "a₁" (posizione): $a_1 = n \times (A_f' + A_f) / b = 136 \text{ mm}$
Parametro "e₁" (posizione): $e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = 4725660 \text{ mm}^3$
Parametro "c₁" (posizione): $c_1 = n \times (A_f' + A_f)^2 = 1225824000 \text{ mm}^4$
Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.): $y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = 265 \text{ mm}$
Tensione massima cls compresso (comb. rara): $\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n \times A_f' \times (y - d_2)] \times (d - d_2) / y = 8.80 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima acciai tesi (comb. rara): $\sigma_{s,RA} = n \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = 202.14 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima cls compresso (comb. QP): $\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 6.95 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima cls compresso (comb. FR): $\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 8.33 \text{ N/mm}^2$
Risulta, quindi:
 $\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.561 \leq 1$
 $\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.483 \leq 1$
 $\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.458 \leq 1$

progettazione ati:

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente):	$W_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Max apertura fessure (comb. frequente):	$W_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Larghezza della sezione:	$b = 1000$ mm
Posizione asse neutro (elastico)	$x = 265$ mm (da lembo compresso)
Altezza effettiva dell'area di cls in trazione:	$h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = 162$ mm (EC2, p.to 7.3.2(3))
Area barre disposte in zona tesa:	$A_{s,prov} = 6780$ mm ²
Area barre disposte in zona compressa:	$A_{s2,prov} = 2260$ mm ²
Copri ferro armature longitudinali:	$c = c_{nom} = 69$ mm
Momento in combinazione quasi-permanente:	$M_{QP} = 631.6$ kNm
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = 0.41$
Tensione di esercizio QP nelle armature tese:	$\sigma_{s_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_QP} = 155$ N/mm ²
Momento in combinazione rara:	$M_{FR} = 757.0$ kNm
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = 0.49$
Tensione di esercizio FR nelle armature tese:	$\sigma_{s_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_FR} = 186$ N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.0$ N/mm ² (valore di trazione efficace)
Modulo di elasticità secante del cls:	$E_{cm} = 33346$ N/mm ²
Modulo di elasticità acciaio:	$E_s = 200000$ N/mm ²
Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls):	$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.00$
Diametro (equivalente) armature longitudinali tese:	$\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = 24$ mm
Area effettiva del cls in trazione:	$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = 161801$ mm ²
Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10):	$\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = 0.042$
Fattore di durata del carico:	$k_t = 0.6$ (EC2, p.to 7.3.4(2))
Coefficiente aderenza armature:	$k_1 = 0.2$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente di distribuzione deformazioni:	$k_2 = 0.5$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k_3 :	$k_3 = 3.4$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k_4 :	$k_4 = 0.425$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Spaziatura barre tese disposte:	$s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = 67$ mm
Spaziatura armatura aderente $> 5 \times (c_{nom} + \phi_{eq}/2)$?:	"no"
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11):	$s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = 253$ mm
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14):	$s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = 631$ mm
Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore:	$s_{r,max} = 253$ mm
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8):	$W_{k_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_QP} / E_s]$
	$W_{k_QP} = 0.13$ mm
Risulta, per combinazione quasi-permanente:	$W_{k_QP} \leq W_{k,max_QP}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK

Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione frequente (EC2, eq.7.8):

$W_{k_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_FR} / E_s]$	
	$W_{k_FR} = 0.17$ mm
Risulta, per combinazione frequente:	$W_k \leq W_{k,max_FR}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK

12.6.5.2 Verifica armature orizzontali (max nei nodi 16 e 17)

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

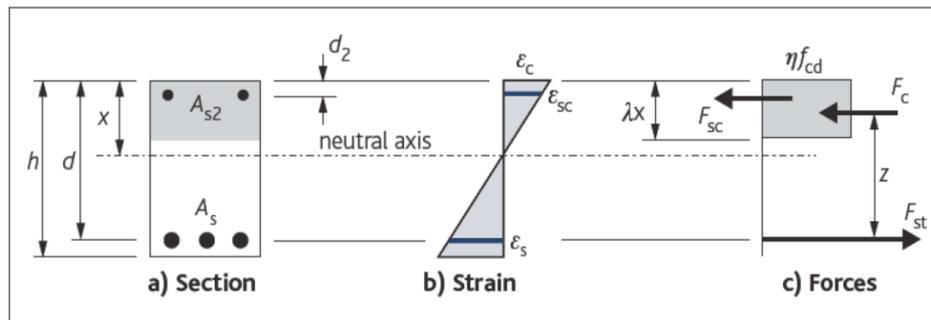
Nota: nelle compute delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica:	rettangolare
Elemento strutturale a verifica:	(elemento strutturale)
Tipo di elemento a verifica:	"piastra"
Larghezza sezione:	$b = 1000$ mm

progettazione ati:

Altezza sezione:	$h = 750 \text{ mm}$
Copriferro nominale (barre longit. portanti):	$C_{nom} = 45 \text{ mm}$ (in questo calcolo, non inteso delle armature più esterne)
Armatura longitudinale disposta (tesa):	$A_s = 5\phi 24$ (correnti) + $5\phi 24$ (spezzoni)
Armatura longitudinale disposta (compressa):	$A_{s2} = 5\phi 24$ (correnti) + $0\phi 24$ (spezzoni)
Armatura di cucitura a taglio disposta:	almeno $A_{sw} = 1549 \text{ mm}^2/\text{m}$
Lunghezza minima ancoraggi (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 25 \text{ cm}$
Lunghezza minima ancoraggi (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 51 \text{ cm}$



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	$M_{Ed} = 856.5 \text{ kNm}$
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV):	$V_{Ed} = 907.9 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 353.2 \text{ kNm}$
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 422.6 \text{ kNm}$
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 445.7 \text{ kNm}$
Limite max aperture fessure per comb. QP:	$w_{k,max_QP} = 0.20 \text{ mm}$ (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Limite max aperture fessure per comb. FR:	$w_{k,max_FR} = 0.30 \text{ mm}$ (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.17)

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

Verifiche SLU/SLV		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.775	2.578	0.315	0.251	0.441	0.283	0.268

Nota bene: Il pedice "s" sta per "acciaio" in trazione, il pedice "c" sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.1

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.1)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$ (da NTC2018, eq. 4.1.4)
Resistenz di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)
Diametro armature longitudinali:	$\phi = 24 \text{ mm}$ (diametro di riferimento, assunto)
Lunghezza di ancoraggio base:	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 844 \text{ mm}$ (EC2 eq. 8.3)
	$l_{b,rqd} = 90 \text{ cm}$ (arrotondato in eccesso)

progettazione ati:

Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base):	$l_{b,rqd} = 38\phi$
Lunghezza minima di ancoraggio (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 25 \text{ cm}$
Lunghezza minima di ancoraggio (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 51 \text{ cm}$
Calcolo fattori K, K' (per verifica tipo di armatura: singola o doppia)	
Momento flettente di progetto applicato:	$M_{Ed} = 856.5 \text{ kNm}$
Larghezza della sezione (a verifica):	$b = b_w = 1000 \text{ mm}$
Altezza effettiva della sezione:	$h = 750 \text{ mm}$
Altezza utile della sezione:	$d = 694 \text{ mm}$
Percentuale del momento di redistribuzione:	$m_r = 0 \%$
Tasso di redistribuzione sulla sezione:	$\delta = \max(1 - m_r, 0.70) = 1.00$
Profondità asse neutro, SLU (dopo redistribuzione):	$x_u = (\delta - 0.4) \times d = 416 \text{ mm}$
Massimo valore del coefficiente K:	$K_{max} = 1 / 3.53 = 0.283$
Coefficiente K (momento agente adimensionale):	$K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = 0.056$
Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls):	$K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = 0.208$

OK - Valore di K congruente (sezione geometrica e altezza compatibili)

K <= K' - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Area di armature tesa richiesta (sezione ad armatura singola)

Tensione di snervamento acciai armature:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
Braccio di leva (armatura singola):	$z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{[1 - 3.53 \times K]}, 0.95) \times d = 658 \text{ mm}$
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
Area armature tese richieste (armatura singola):	$A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = 3326 \text{ mm}^2$
Armatura singola (armat. compressa):	$A_{s2,req} = 0 \text{ mm}^2$ "(non serve armatura compressa)"

K <= K' - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Minimi quantitativi di armatura tesa (EC2 p.to 7.3.2)

Coefficiente di distribuzione delle tensioni:	$k_c = 0.4$
Coefficiente di tensione non uniforme autoequilib.:	$k = 0.65$
Valore medio della resistenza a trazione (cls):	$f_{ct,eff} = 3.0 \text{ N/mm}^2$
Area del calcestruzzo in zona tesa:	$A_{ct} = b \times (h - x_u) = 333600 \text{ mm}^2$
Massima tensione ammessa nelle armature tese:	$\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ (EC2, prospetti 7.2N, 7.3N)
Diametro max delle barre in trazione:	$\phi_s^* = 24 \text{ mm}$ (EC2, da prospetto 7.2N)
Altezza zona tesa prima della fessurazione:	$h_{cr} = h/2 = 375 \text{ mm}$ (approssimato,)
Diametro massimo modificato (barre tese):	$\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 33.5 \text{ mm}$ (per sezione inflessa)
Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1):	$A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 874 \text{ mm}^2$

OK - Armatura a trazione da calcolo superiore al minimo richiesto: $A_{s1,req} \geq A_{s,min}$

Aree armature tesa e compressa richieste (calcolo/minimo norme)

Armature richieste da considerare (calcolo/norma):	$A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = 3326 \text{ mm}^2$ (in trazione)
	$A_{s2,req,eff} = 0 \text{ mm}^2$ (in compressione)

Armature effettivamente disposte in zona tesa nella sezione larga $b = b_w$ e alta h

Numero barre (base) a compressione in sezione:	$n_{min,c} = 5$
Diametro barre (base) in compressione:	$\phi_{min,c} = 24 \text{ mm}$
Numero barre (aggiuntive) a compressione:	$n_{max,c} = 0$
Diametro barre (aggiuntive) in compressione:	$\phi_{max,c} = 24 \text{ mm}$
Barre di armatura compressa disposta ($A_{s2,prov}$):	$5\phi 24$ (diffusa) + $0\phi 24$ (spezzoni)
Area armature (effettive) in zona compressa:	$A_{s2,prov} = 2260 \text{ mm}^2$
Numero barre (base) a trazione in sezione:	$n_{min} = 5$
Diametro barre (base) a trazione:	$\phi_{min} = 24 \text{ mm}$
Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione:	$n_{max} = 5$
Diametro barre (aggiuntive) a trazione:	$\phi_{max} = 24 \text{ mm}$
Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$):	$5\phi 24$ (diffusa) + $5\phi 24$ (spezzoni)
Area armature (effettive presenti) in zona tesa:	$A_{s,prov} = 4520 \text{ mm}^2$
Momento resistente SLU/SLV:	$M_{Rd} = 0.9 \times d \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 1104.7 \text{ kNm}$
	$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.775 <= 1$ "

progettazione ati:

OK - Armatura disposta in trazione sufficiente

Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N): $A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = \mathbf{1212 \text{ mm}^2}$
 Area max di armatura tesa (EC2, p.to 9.2.1.1(3)): $A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = \mathbf{30000 \text{ mm}^2}$

OK - Armatura tesa compresa entro i limiti: $A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

Minimi quantitativi di armatura tesa per travi (NTC p.to 7.4.6.2) – se considerata come elemento “trave”

Rapporto geometrico armatura tesa: $\rho_{a,tesa} = A_{s,prov} / (b \times h) = \mathbf{0.006}$
 Rapporto geometrico armatura compressa: $\rho_{a,compressa} = A_{s2,prov} / (b \times h) = \mathbf{0.003}$
 Risulta (zone dissipative): $\rho_{a,compressa} / \rho_{a,tesa} = \mathbf{0.500} > \mathbf{0.5}$ " (NTC2018 p.to 7.4.6.2.1)

OK - Armatura compressa entro i limiti: $\rho_{a,compressa} / \rho_{a,tesa} \geq 0.5$

Minimo rapporto geometrico ammesso: $\rho_{a,min} = 1.4 / f_{yk} = \mathbf{0.003}$ (NTC2018, eq. 7.4.26)
 Massimo rapporto geometrico ammesso: $\rho_{a,max} = \rho_{a,compressa} + 3.5 / f_{yk} = \mathbf{0.011}$

OK - Armatura tesa entro i limiti: $\rho_{a,min} \leq \rho_{a,tesa} < \rho_{a,max}$

Minimi quantitativi di armatura tesa per piastre piene (NTC p.to 4.1.6.1, EC2 p.to 9.3.1 – 9.2.1.1(1) e (3))

Larghezza media della zona tesa: $b_t = b_w = \mathbf{1000 \text{ mm}}$
 Area armatura minima (piastra): $A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = \mathbf{1212 \text{ mm}^2}$
 Area sezione trasversale calcestruzzo: $A_c = b_w \times h = \mathbf{750000 \text{ mm}^2}$
 Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni): $A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = \mathbf{30000 \text{ mm}^2}$
 Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = \mathbf{4520 \text{ mm}^2}$

OK - Armatura tesa entro i limiti: $A_{s,min,pl} \leq A_{s,min,pl} < A_{s,max,pl}$

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): $M_{QP} = \mathbf{353.2 \text{ kNm}}$
 Sollecitazione flettente (comb. frequente): $M_{FR} = \mathbf{422.6 \text{ kNm}}$
 Sollecitazione flettente (comb. rara): $M_{RA} = \mathbf{445.7 \text{ kNm}}$
 Resistenza a compressione cls (comb. rara): $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = \mathbf{19.20 \text{ N/mm}^2}$ (NTC2018, eq. 4.1.15)
 Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = \mathbf{14.40 \text{ N/mm}^2}$ (NTC2018, eq. 4.1.16)
 Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = \mathbf{360.0 \text{ N/mm}^2}$ (NTC2018, eq. 4.1.17)
 Altezza effettiva sezione inflessa: $h = \mathbf{750 \text{ mm}}$
 Larghezza sezione inflessa: $b = \mathbf{1000 \text{ mm}}$
 Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso:
 $d_2 = \mathbf{56 \text{ mm}}$
 Armatura superiore compressa (presente): $A_f' = A_{s2,prov} = \mathbf{2260 \text{ mm}^2}$
 Armatura inferiore tesa (presente): $A_f = A_{s,prov} = \mathbf{4520 \text{ mm}^2}$
 Coefficiente di omogenizzazione: $n_- = \mathbf{15}$
 Parametro “a₁” (posizione): $a_1 = n_- \times (A_f' + A_f) / b = \mathbf{102 \text{ mm}}$
 Parametro “e₁” (posizione): $e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = \mathbf{3263440 \text{ mm}^3}$
 Parametro “c₁” (posizione): $c_1 = n_- \times (A_f' + A_f)^2 = \mathbf{689526000 \text{ mm}^4}$
 Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.): $y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = \mathbf{227 \text{ mm}}$
 Tensione massima cls compresso (comb. rara):
 $\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_- \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2) / y] = \mathbf{5.15 \text{ N/mm}^2}$
 Tensione massima acciai tesi (comb. rara): $\sigma_{s,RA} = n_- \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = \mathbf{158.58 \text{ N/mm}^2}$
 Tensione massima cls compresso (comb. QP): $\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = \mathbf{4.08 \text{ N/mm}^2}$
 Tensione massima cls compresso (comb. FR): $\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = \mathbf{4.88 \text{ N/mm}^2}$
 Risulta, quindi:
 $\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = \mathbf{0.441} < \mathbf{1}$ "
 $\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = \mathbf{0.283} < \mathbf{1}$ "
 $\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = \mathbf{0.268} < \mathbf{1}$ "

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente): $w_{k,max,QP} = \mathbf{0.20 \text{ mm}}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
 Max apertura fessure (comb. frequente): $w_{k,max,FR} = \mathbf{0.30 \text{ mm}}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
 Larghezza della sezione: $b = \mathbf{1000 \text{ mm}}$
 Posizione asse neutro (elastico) $x = \mathbf{227 \text{ mm}}$ (da lembo compresso)
 Altezza effettiva dell'area di cls in trazione: $h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x) / 3, h/2) = \mathbf{140 \text{ mm}}$ (EC2, p.to 7.3.2(3))
 Area barre disposte in zona tesa: $A_{s,prov} = \mathbf{4520 \text{ mm}^2}$
 Area barre disposte in zona compressa: $A_{s2,prov} = \mathbf{2260 \text{ mm}^2}$
 Copriferro armature longitudinali: $c = c_{nom} = \mathbf{45 \text{ mm}}$
 Momento in combinazione quasi-permanente: $M_{QP} = \mathbf{353.2 \text{ kNm}}$

progettazione ati:

Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = \mathbf{0.41}$
Tensione di esercizio QP nelle armature tese:	$\sigma_{s_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_QP} = \mathbf{119 \text{ N/mm}^2}$
Momento in combinazione rara:	$M_{FR} = \mathbf{422.6 \text{ kNm}}$
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = \mathbf{0.49}$
Tensione di esercizio FR nelle armature tese:	$\sigma_{s_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_FR} = \mathbf{142 \text{ N/mm}^2}$
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = \mathbf{3.0 \text{ N/mm}^2}$ (valore di trazione efficace)
Modulo di elasticità secante del cls:	$E_{cm} = \mathbf{33346 \text{ N/mm}^2}$
Modulo di elasticità acciaio:	$E_s = \mathbf{200000 \text{ N/mm}^2}$
Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls):	$\alpha_e = E_s / E_{cm} = \mathbf{6.00}$
Diametro (equivalente) armature longitudinali tese:	$\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = \mathbf{24 \text{ mm}}$
Area effettiva del cls in trazione:	$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = \mathbf{140000 \text{ mm}^2}$
Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10):	$\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = \mathbf{0.032}$
Fattore di durata del carico:	$k_t = \mathbf{0.6}$ (EC2, p.to 7.3.4(2))
Coefficiente aderenza armature:	$k_1 = \mathbf{0.2}$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente di distribuzione deformazioni:	$k_2 = \mathbf{0.5}$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k_3 :	$k_3 = \mathbf{3.4}$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k_4 :	$k_4 = \mathbf{0.425}$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Spaziatura barre tese disposte:	$s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = \mathbf{100 \text{ mm}}$
Spaziatura armatura aderente $> 5 \times (C_{nom} + \phi_{eq}/2)$?:	"no"
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11):	$s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = \mathbf{177 \text{ mm}}$
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14):	$s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = \mathbf{679 \text{ mm}}$
Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore:	$s_{r,max} = \mathbf{177 \text{ mm}}$
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8):	$w_{k_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_QP} / E_s]$
	$w_{k_QP} = \mathbf{0.06 \text{ mm}}$
Risulta, per combinazione quasi-permanente:	$w_{k_QP} \leq w_{k,max_QP}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK

Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione frequente (EC2, eq.7.8):

$$w_{k_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_FR} / E_s]$$

$w_{k_FR} = \mathbf{0.08 \text{ mm}}$

Risulta, per combinazione frequente:

$$w_k \leq w_{k,max_FR}$$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK

Verifica armature a taglio

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

Minima larghezza della sezione a taglio:	$b_w = \mathbf{1000 \text{ mm}}$
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = \mathbf{750 \text{ mm}}$
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = \mathbf{670 \text{ mm}}$
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = \mathbf{32 \text{ N/mm}^2}$
Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = \mathbf{1.50}$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = \mathbf{0.85}$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = \mathbf{18.1 \text{ N/mm}^2}$ (EC2 eq.3.15, NTC2018)
Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:	$A_{sl} = \mathbf{1900 \text{ mm}^2}$
Valore del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = \mathbf{907.9 \text{ kN}}$
Braccio di leva a flessione:	$z = \mathbf{599 \text{ mm}}$
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$v_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = \mathbf{1.5 \text{ N/mm}^2}$
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = \mathbf{0.003}$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = \mathbf{0.120 \text{ N/mm}^2}$
	$k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = \mathbf{1.546}$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = \mathbf{259.3 \text{ kN}}$
Tensione minima di taglio:	$v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = \mathbf{0.4 \text{ N/mm}^2}$
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:	$N_{Ed} = \mathbf{0 \text{ kN}}$
Area della sezione trasversale in cls:	$A_c = b_w \times h = \mathbf{750000 \text{ mm}^2}$
Tensione sulla sezione per azione assiale:	$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_c, 0.2 \times f_{cd}) = \mathbf{0.0 \text{ N/mm}^2}$
	$k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):	$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = \mathbf{255.1 \text{ kN}}$
Per la sezione in oggetto risulta quindi:	$V_{Ed} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = \mathbf{259 \text{ kN}}$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
	$V_{Ed} / V_{Rd} = \mathbf{3.501} > 1$

progettazione ati:

Necessarie apposite armature di cucitura a taglio

Area dell'armatura di cucitura al taglio da prevedere (EC2 p.to 6.2.3(4), NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.2)
 Tensione di snervamento delle armature a taglio: $f_{yw} = 450 \text{ N/mm}^2$
 Fattore parziale di sicurezza acciaio: $\gamma_s = 1.15$ (NTC2018 p.to 4.1.2.1.1.3)
 Tensione di progetto degli acciai a taglio: $f_{ywd} = f_{yw} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018 eq. 4.1.5)
 Angolo di inclinazione della armature a taglio rispetto all'asse longitudinale dell'elemento a verifica:
 $\alpha = 90.0 \text{ deg}$
 Fattore di riduzione (EC2 p.to 6.2.3(3), NTC2018): $v_1 = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.5$
 Coefficiente d'interazione assiale: $\alpha_{cw} = 1.00$ (EC2 p.to 6.2.3(3))
 Inclinazione della biella convenzionale compressa: $\theta = \max(0.5 \times A_{sin}(2 \times v_{Ed} / (\alpha_{cw} \times f_{cd} \times v_1)), 21.8 \text{ deg}) = 21.8 \text{ deg}$
 Area dell'armatura a taglio richiesta (EC2 eq. 6.13): $A_{sw,req} = v_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = 1549 \text{ mm}^2/\text{m}$

Area minima e aree di cucitura da disporre a taglio (EC2 eqq. 9.4-9.5N)
 $A_{sw,min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck}/1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{yw} \times b_w \times \sin(\alpha) = 1006 \text{ mm}^2/\text{m}$

Area dell'armatura a taglio (min) da disporre: $A_{sw} = \max(A_{sw,req}, A_{sw,min}) = 1549 \text{ mm}^2/\text{m}$
 Max passo longitudinale insiemi di staffe: $s_{l,max,p} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = 503 \text{ mm}$ (EC2, eq. 9.9 – piastre)
 Max passo longitudinale ferri piegati: $s_{l,max,p} = d = 670 \text{ mm}$ (EC2, eq. 9.10 – piastre)
 Max distanza trasversale armature taglio: $s_{t,max,p} = 1.5 \times d = 1005 \text{ mm}$ (EC2, p.to 9.3.2(5) – piastre).

12.7 Verifica platea (mensola tozza)

12.7.1 Modello di calcolo adottato

Per il caso in oggetto, ci si trova di fronte alla condizione che l'aggetto della platea ($L = 2.20 \text{ m}$) risulta minore di 2 volte l'altezza del dado di fondazione ($2 \times H = 3.60 \text{ m}$). Si considera quindi il meccanismo resistente di "mensola tozza". A tal proposito, si considera un'impronta di carico pari ad una sezione quadrata equivalente all'area del palo di estremità che risulta maggiormente sollecitato a compressione e a taglio. La biella convenzionale di calcestruzzo compressa (del modello tirante-puntone) presenta quindi una sezione trasversale quadrangolare $a_2 \times l_{eq}$ la cui larghezza trasversale (a_2) dipenderà dalla sua inclinazione θ all'equilibrio (funzione della geometria della soletta e dei pali) e dal diametro del palo stesso. Si considerano i due pali di estremità equivalenti ad un solo palo (considerato fittizio nel loro baricentro geometrico in pianta) la cui azione assiale è pari alla somma del massimo carico assiale sul palo della palificata. Stesso discorso per l'azione di taglio.

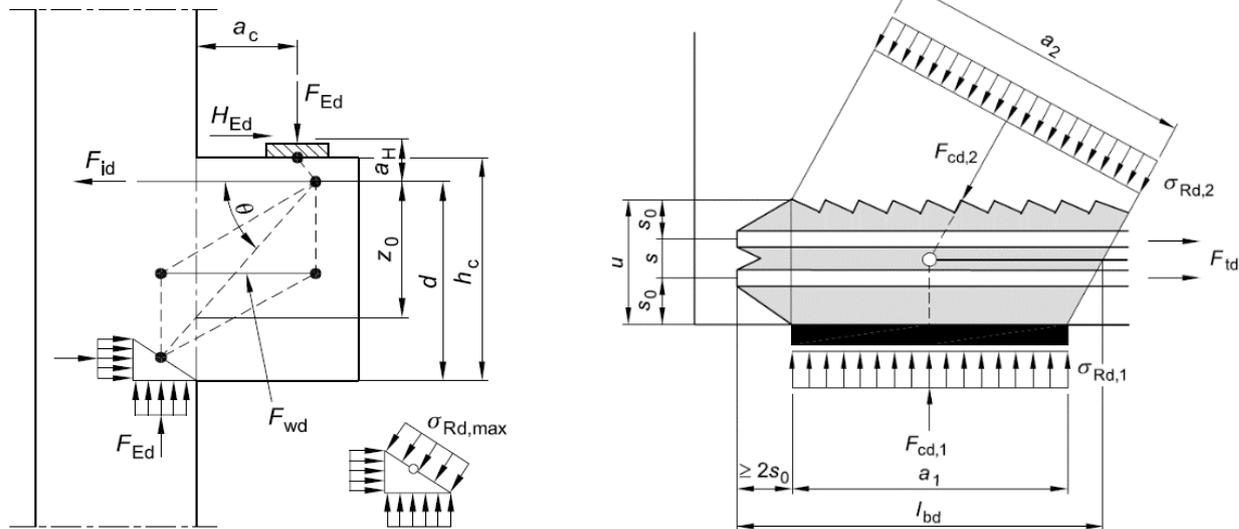
12.7.2 Geometria dell'unghia della soletta di fondazione

Ampiezza sbalzo da filo parete elevazione: $a = 2200 \text{ mm}$
 Diametro pali scelti: $\phi = 450 \text{ mm}$
 Dimensione lato quadrato equivalente sez. palo: $l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{(\pi)} = 398.8 \text{ mm}$ (per impronta di carico equivalente)
 Dimensione impronta carico (equivalente): $a_1 = l_{eq} = 399 \text{ mm}$
 Interasse pali (dir. x-x e y-y): $i = 3 \times \phi = 1350 \text{ mm}$
 Ampiezza mensola tozza (interasse pali): $b = i = 1350 \text{ mm}$ (si considera la fascia interessata da 1 palo)
 Larghezza biella convenzionale compressa: $b_w = l_{eq} = 399 \text{ mm}$ (quadrato di area equivalente alla sez. del palo)
 Altezza (costante) della soletta di fondazione: $h_c = 1800 \text{ mm}$

12.7.3 Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005

Schemi di calcolo indicati nel corpo degli Eurocodici, presi in considerazione nel modello di calcolo adottato nella presente relazione di calcolo.

progettazione ati:



12.7.4 Caratteristiche di progetto

12.7.4.1 Caratteristiche del materiale calcestruzzo

Resistenza caratteristica a compressione: $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
 Fattore parziale di sicurezza – Tabella 2.1N: $\gamma_c = 1.5$
 Coefficiente di compressione α_{cc} – cl.3.1.6(1): $\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, p.to 4.1.2.1.1)
 Resistenza di progetto a compressione - eq.3.15: $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
 Nodo compresso, fattore k_1 – cl.6.5.4(4)a): $k_1 = 1.00$
 Nodo compresso/teso, fattore k_2 – cl.6.5.4(4)b): $k_2 = 0.85$
 Nodo compresso/teso, fattore k_3 – cl.6.5.4(4)c): $k_3 = 0.75$
 Fattore riduttivo di resistenza – cl.6.5.2(2): $\psi' = [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.90$

12.7.4.2 Dettagli armature

Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
 Fattore parziale di sicurezza – Tab. 2.1N: $\gamma_s = 1.15$
 Tensione di progetto armature: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.5)

12.7.4.3 Carico su palo di estremità più sollecitato (SLU/SLV)

Tra le due combinazioni di carico SLV e SLU si considera quella la cui somma a trazione $F_{Ed} + H_{Ed}$ (da assorbire alle armature tese del modello tirante-puntone) risulta maggiore (singolo palo con $N = 717.3 \text{ kN}$ e $V = 200.3 \text{ kN}$, per SLV_03 con N_{max}):

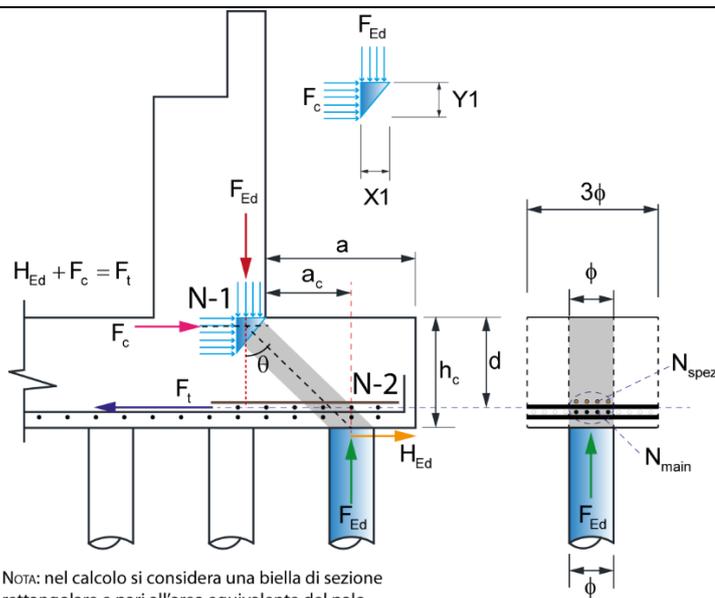
SOLLECITAZIONI PALO MAGGIORMENTE CIMENTATO - compressioni positive

Tipo combinazione SLU	P_i [kN]	M_i [kNm]	V_i [kN]
1) Nmax+Mmax-SLU_01	722.0	121.1	105.3
1) Nmax+Mmax-SLU_01	172.3	121.1	105.3
1) Nmax+Mmax-SLU_02	216.5	124.8	108.5
1) Nmax+Mmax-SLU_02	216.5	124.8	108.5
Tipo combinazione SLV	P_i [kN]	M_i [kNm]	V_i [kN]
Nmax + Mmax-SLV_03	717.3	230.3	200.3
Nmin + Mmax-SLV_03	-92.4	230.3	200.3
Nmin + Mmax-SLV_03	-92.4	230.3	200.3
Nmin + Mmax-SLV_03	-92.4	230.3	200.3

Forza assiale trasmessa dal palo (fittizio): $F_{Ed} = 1434.6 \text{ kN}$ (fittizio con $2 \times N$)
 Forza di taglio agente in testa al palo (fittizio): $H_{Ed} = 400.6 \text{ kN}$ (fittizio con $2 \times V$)
 Distanza asse palo (F_{Ed}) da filo parete elevazione: $a_c = 995 \text{ mm}$ (si veda schema in basso)

12.7.4.4 Schema di calcolo, adattato dal modello "Struct and Ties"

progettazione ati:



12.7.4.5 Armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali)

Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione:	$i_{main} = 200 \text{ mm}$
Diametro barre longitudinali (filanti) a trazione:	$\phi_{main} = 25 \text{ mm}$
Diametro ferri di ripartizione (direz. perpendic.):	$\phi_{main,rip} = 25 \text{ mm}$
Diametro barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$\phi_{spez} = 25 \text{ mm}$
Diametro distanziatori (secondo strato rinforzo):	$d_{dist} = \phi_{spez} = 25 \text{ mm}$
Interasse barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$i_{spez} = 90 \text{ mm}$
Numero di barre filanti in trazione in b_w :	$N_{main} = b_w / i_{main} = 2.0$
Numero di spezzoni in trazione in b_w :	$N_{spez} = b_w / i_{spez} = 4.4$
Area armatura effettivamente in trazione:	$A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times \phi_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times \phi_{spez}^2 / 4 = 3154 \text{ mm}^2$
Copriferro nominale (armature più esterne):	$C_{nom} = 60 \text{ mm}$
Copriferro effettivo armature a trazione (tirante):	$C_{nom,eff} = C_{nom} + D_{main,rip} = 92 \text{ mm}$
Distanza baricentro strati barre a trazione dal baricentro del primo strato di barre tese più esterne:	$\Delta X_D = \min(D_{main}, D_{spez}) \times (D_{main}/2 + d_{dist} + D_{spez}/2) / (D_{main} + D_{spez}) = 24 \text{ mm}$
Altezza utile da baricentro barre a trazione:	$d = h_c - C_{nom,eff} - \Delta X_D = 1684 \text{ mm}$
Distanza baric. barre da superficie appoggio plinto:	$d_1 = C_{nom,eff} + \Delta X_D = 116 \text{ mm}$

Nodo N-1 - reazioni vincolari interne convenzionali

Fattore di riduzione di tensione – cl.6.5.2(2):	$\nu' = 0.89$
Tensioni nei nodi compressi, cl.6.5.4.(4)a:	$\sigma_{1Rd} = k_1 \times \nu' \times f_{cd} = 14.09 \text{ N/mm}^2$
Larghezza reazione biella compressa verticale:	$X1 = F_{Ed} / (\sigma_{1Rd} \times b_w) = 260.2 \text{ mm}$
Semilarghezza reazione biella verticale per N-1:	$X1 / 2 = 130.1 \text{ mm}$
Equilibrio momenti rispetto al polo A:	$M_a = F_c \times (d - Y1 / 2) = F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + H_{Ed} \times d_1$
Sostituzione della funzione:	$F_c = Y1 \times \sigma_{1Rd} \times b_w$
Costanti dell'equazione quadratica (equilibrio momenti):	$C1 = b_w \times \sigma_{1Rd}$
	$C2 = 2 \times b_w \times \sigma_{1Rd} \times d$
	$C3 = 2 \times F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + 2 \times H_{Ed} \times d_1$
Risolvendo su Y1 (altezza del vincolo interno):	$Y1 = -(-C2 + (C2^2 - 4 \times C1 \times C3)^{1/2}) / (2 \times C1) = 189.4 \text{ mm}$
Altezza verticale dell'impronta vincolare in N-1:	$Y1 / 2 = 94.7 \text{ mm}$

Angolo di inclinazione della biella convenzionale compressa

$$\theta = \text{atan}((d - Y1 / 2) / (a_c + X1 / 2)) = 54.7^\circ$$

$$\tan(\theta) = 1.41$$

NOTA - L'angolo θ rientra nel limite $1.00 \leq \tan(\theta) \leq 2.50$

Braccio di leva a flessione (modello "tirante-puntone")

Braccio di leva interno: $z = d - Y1 / 2 = 1589 \text{ mm}$

Verifica tensione di compressione della biella compressa nel nodo N-2

Reazione vincolare interna orizzontale in N-1: $F_c = Y1 \times b_w \times \sigma_{1Rd} = 1064.4 \text{ kN}$

progettazione ati:

Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 1808.3 \text{ kN}$
 Secondo Fig.6.27 in EC2, si ha: $u = 2 \times (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 232 \text{ mm}$
 Larghezza della biella compressa – Fig.6.27, EC2: $a_2 = a_1 \times \sin(\theta) + u \times \cos(\theta) = 460 \text{ mm}$
 Tensione nella biella convenzionale compressa: $\sigma_{str} = F_{str} / (a_2 \times b_w) = 9.86 \text{ N/mm}^2$
 Tensione di sicurezza – cl.6.5.4(4) b: $\sigma_{2Rd} = k_3 \times v^1 \times f_{cd} = 10.57 \text{ N/mm}^2$

OK - La tensione nella biella di cls rientra nel limite massimo

Verifica a schiacciamento biella convenzionale compressa

Altezza plinto di fondazione nella sezione per F_{Ed} : $h_a = h_c = 1800 \text{ mm}$
 Distanza effettiva barre nella sezione per F_{Ed} : $d_a = h_a - (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 1684 \text{ mm}$
 Compressione assiale per sforzo normale nel cls: $\sigma_{cp} = -H_{Ed} / (b_w \times h_a) = -0.56 \text{ N/mm}^2$
 Coefficiente di compressione - cl.6.2.3(3): $\alpha_{cw} = 1.000$
 Fattore di riduzione resistenza a taglio: $v_1 = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.533$
 Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 1808.3 \text{ kN}$
 Massima resistenza a schiacciamento – cl.6.2.3(2): $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = 2526.6 \text{ kN}$

OK - La forza di compressione nella biella è minore del limite a schiacciamento

Forza di trazione nelle barre portanti (modello tirante-puntone)

Dall'equilibrio alla traslazione orizzontale: $F_t = F_c + H_{Ed} = 1465.0 \text{ kN}$
 Controllo quantitative armature a trazione (tirante)
 Quantitativo minimo di area di barre a trazione: $A_{s,main,min} = F_t / f_{yd} = 3744 \text{ mm}^2$
 Quantitativo di armatura effettiva disposta: $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times D_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times D_{spez}^2 / 4 = 3956 \text{ mm}^2$
 Rapporto quantitativi di armatura (portante): $R_{steel} = A_{s,main,min} / A_{s,main} = 0.946$

OK - Quantitativo di armatura tesa disposta sufficiente

Verifica massimi interessi armature diffuse - EC2 p.to 9.3.1.1(3)

Altezza (costante) della soletta di fondazione: $h_c = 1800 \text{ mm}$
 Passo massimo armature diffuse principali: $s_{max,slabs,p} = \min(2 \times h_c, 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$
 Passo massimo armature diffuse secondarie: $s_{max,slabs,s} = \min(3 \times h_c, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$
 Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione: $i_{main} = 200 \text{ mm}$
 Interasse barre longitudinali secondarie: $i_{rip} = 200 \text{ mm}$

OK - Massimi interessi armature diffuse rispettati

Riepilogo armature disposte (diffuse e concentrate)

Diametro armatura diffusa portante: $\phi_{main} = 25 \text{ mm}$
 interasse armature diffusa portante: $i_{main} = 200 \text{ mm}$
 Diametro armatura diffusa secondaria: $\phi_{main,rip} = 25 \text{ mm}$ (ripartitori)
 Interasse armatura diffusa secondaria: $i_{rip} = 200 \text{ mm}$ (interasse ripartitori)

Diametro distanziatori (strati armature aggiuntive): $d_{dist} = \phi_{spez} = 25 \text{ mm}$
 Diametro barre portanti aggiuntive (spezzoni): $\phi_{spez} = 25 \text{ mm}$
 Interasse barre portanti aggiuntive (spezzoni): $i_{spez} = 90 \text{ mm}$
 Numero spezzoni da calcolo (effettivi reagenti): $N_{spez} = 4.4$ (lungo i due pali di estremità)
 Numero spezzoni aggiuntivi disposti (sui 2 pali): $N_{spez,eff} = 5\phi 25$

12.8 Verifica platea (punzonamento su palo)

12.8.1 Modello di calcolo adottato

Si considera un'impronta di carico pari ad una sezione quadrata equivalente all'area del palo di estremità che risulta maggiormente sollecitato a compressione e a taglio. Quale struttura punzonata è stata assunta la fondazione base del plinto su cui è innestata la palificata della spalla/pila. Il palo maggiormente sollecitato viene quindi assunto quale pilastro punzonante e il plinto di fondazione su pali quale soletta punzonata. Per semplicità e sicurezza, nella risultante complessiva dell'azione di punzonamento verrà trascurato il contributo del peso di volume di terreno imbarcato, considerando di fatto solo le sollecitazioni dei pali, ma non interessati dal meccanismo resistente di "mensola tozza" (la cui trattazione è a parte). La situazione più sfavorevole è relativa alla fila interna di pali (due pali di bordo).

progettazione ati:

12.8.2 Colonna rettangolare interna (palo equivalente) con carico eccentrico rispetto a uno degli assi

Diametro palo scelto:	$\phi = 450$ mm
Lato pilastro equivalente al palo (sez. quadrata):	$l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{(\pi)} = 398.8$ mm
Dimensione colonna parallela eccentricità carico:	$c_1 = l_{eq} = 399$ mm
Dim. colonna perpendicolare eccentricità carico:	$c_2 = l_{eq} = 399$ mm
Altezza utile (media) su armature tese:	$d = 1700$ mm
Momento di progetto in testa al palo:	$M_{Ed} = 230.3$ kNm (dovuto all'azione di taglio in testa)
Forza di progetto assiale punzonante:	$V_{Ed} = 717.3$ kN (max carico assiale palo, SLV_03 con N_{max})

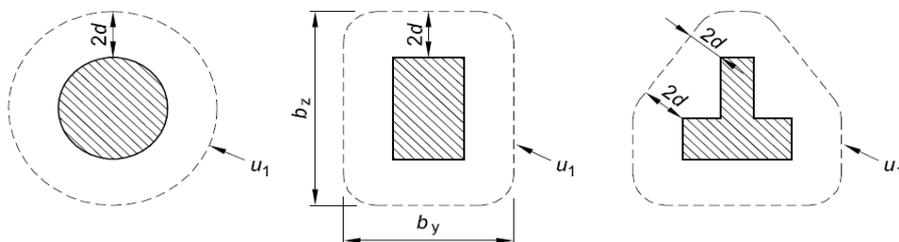
SOLLECITAZIONI PALO MAGGIORMENTE CIMENTATO - compressioni positive

Tipo combinazione SLU	P_i [kN]	M_i [kNm]	V_i [kN]
1) Nmax+Mmax-SLU_01	722.0	121.1	105.3
1) Nmax+Mmax-SLU_01	172.3	121.1	105.3
1) Nmax+Mmax-SLU_02	216.5	124.8	108.5
1) Nmax+Mmax-SLU_02	216.5	124.8	108.5

Tipo combinazione SLV

Tipo combinazione SLV	P_i [kN]	M_i [kNm]	V_i [kN]
Nmax + Mmax-SLV_03	717.3	230.3	200.3
Nmin + Mmax-SLV_03	-92.4	230.3	200.3
Nmin + Mmax-SLV_03	-92.4	230.3	200.3
Nmin + Mmax-SLV_03	-92.4	230.3	200.3

Perimetro di controllo di base: $u_1 = c_1 \times 2 + c_2 \times 2 + 4 \times \pi \times d = 22958$ mm (vedere schema in basso)
 Fattore di distribuzione del taglio punzonante: $W_1 = c_1^2/2 + c_1 \times c_2 + 4 \times c_2 \times d + 16 \times d^2 + 2 \times \pi \times d \times c_1 = 53450190$ mm²
 Coeff. di sbilancio momento (EC2, Tabella 6.1): $k = 0.60$
 Fattore di eccentricità (EC2, eq. 6.39): $\beta = 1 + (k \times M_{Ed} / V_{Ed}) \times (u_1 / W_1) = 1.11$

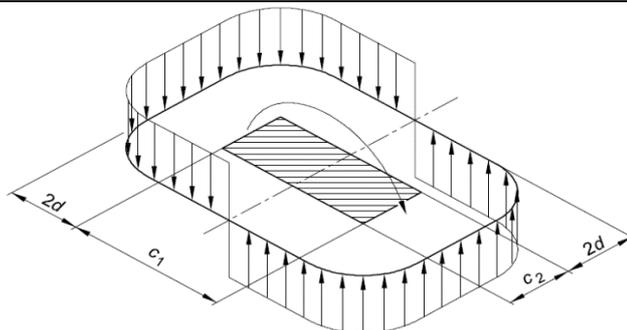


12.8.3 Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente

Resistenza caratteristica calcestruzzo:	$f_{ck} = 25$ N/mm ²
Fattore parziale resistenza calcestruzzo:	$\gamma_c = 1.50$
larghezza della colonna (equivalente) in dir. y:	$b_y = c_1 = 399$ mm
larghezza della colonna (equivalente) in dir. z:	$b_z = c_2 = 399$ mm
Altezza utile (media) effettiva del plinto:	$d = 1700$ mm
Fattore di eccentricità:	$\beta = 1.11$
Tipo colonna: "interno", di "bordo", di "angolo":	$C_{type} = \text{"angolo"}$
"Offset" da bordo (0 se colonna interna):	$x = 600$ mm
Perimetro del palo/pilastro equivalente:	$u_{ostr} = \text{"min (3 \times d, b_y + b_z)"}$ $u_0 = 798$ mm
Tensione di progetto di punzonamento (eq. 6.38):	$V_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_0 \times d) = 0.599$ N/mm ²
Resistenza di progetto a compressione cls:	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 14$ N/mm ²
Fattore di riduzione della resistenza:	$v = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.54$
Massima resistenza tensione di punzonamento:	$V_{Rd,max} = 0.5 \times v \times f_{cd} = 3.71$ N/mm ²

OK - La tensione di progetto a punzonamento a filo pilastro/palo è minore della tensione resistente di punzonamento

progettazione ati:



12.8.4 Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza 2d

Area dell'acciaio teso in direzione y:	$A_{sly} = 2262 \text{ mm}^2/\text{m}$
Area dell'acciaio teso in direzione z:	$A_{slz} = 2262 \text{ mm}^2/\text{m}$
Distanza di controllo da filo pilastro:	$2 \times d = 3400 \text{ mm}$
Perimetro di controllo di base a distanza 2d:	$u_1 = "b_y + b_z + \pi \times d / 2"$ $u_1 = 3468 \text{ mm}$
Tensione di progetto a punzonamento (eq. 6.38):	$V_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_1 \times d) = 0.138 \text{ N/mm}^2$
Rapporto di armatura in dir. y sull'altezza utile:	$\rho_{ly} = A_{sly} / d = 0.001$
Rapporto di armatura in dir. z sull'altezza utile:	$\rho_{lz} = A_{slz} / d = 0.001$
Tasso effettivo di armatura a trazione:	$\rho_l = \min(\sqrt{[\rho_{ly} \times \rho_{lz}]}, 0.02) = 0.001$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = 0.120 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente k:	$k = \min(1 + \sqrt{[200 \text{ mm} / d]}, 2) = 1.343$
Valore minimo della tensione di taglio (eq. 6.3N):	$v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times \sqrt{[f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2]} = 0.288 \text{ N/mm}^2$
Tensione resistente senza armature (eq. 6.47):	$V_{Rd,c} = \max(v_{min}, C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{1/3}) = 0.288 \text{ N/mm}^2$

OK - La tensione di progetto a punzonamento è minore della resistenza a punzonamento

12.9 Verifica parete di elevazione

12.9.1 Modello di calcolo

Si considerano due schemi di calcolo: la sezione resistente allo spiccato dal plinto di fondazione (verifica a presso-flessione deviata su sezione resistente a "C") e verifica a flessione e taglio – in sola condizione SLV - della sezione resistente dei soli due speroni, costituiti dalle pareti di risvolto. Si considerano le sollecitazioni maggiormente gravose per i due schemi di calcolo. Lo schema di calcolo con sezione resistente dei soli speroni massimizza le armature di estremità sugli spigoli in corrispondenza dei muri di risvolto, per azioni sismiche di ribaltamento Viene considerata direttamente la combinazione maggiormente gravosa di spinta delle terre in condizioni sismiche (incremento alla Wood da spinta iniziale "a riposo") con scarico delle azioni orizzontali sismiche (longitudinali e trasversali) da parte dell'impalcato.

12.9.2 Dati di progetto

Si adottano i seguenti dati:	
Peso specifico terreni (imbarcati):	$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito dei terreni (imbarcati):	$\varphi = 35^\circ$
Coefficiente di spinta "a riposo":	$k_0 = 1 - \sin(\varphi) = 0.426$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 20.00 \text{ kN/m}^2$
Fattore S_S :	$S_S = 1.173$
Fattore S_T :	$S_T = 1.000$
Fattore β_m :	$\beta_m = 1.00$ (strutture rigide fondate su pali)
Fattore a_g (adimensionale):	$a_g/g = 0.226$
Coefficiente di spinta sismica orizzontale:	$k_h = a_g/g \times \beta_m \times S_S \times S_T = 0.265$
Altezza verticale da testa pali a testa paraghiaia:	$h_{wall} = 781 \text{ cm}$ da geometria spalla più sollecitata (M + N + O)

progettazione ati:

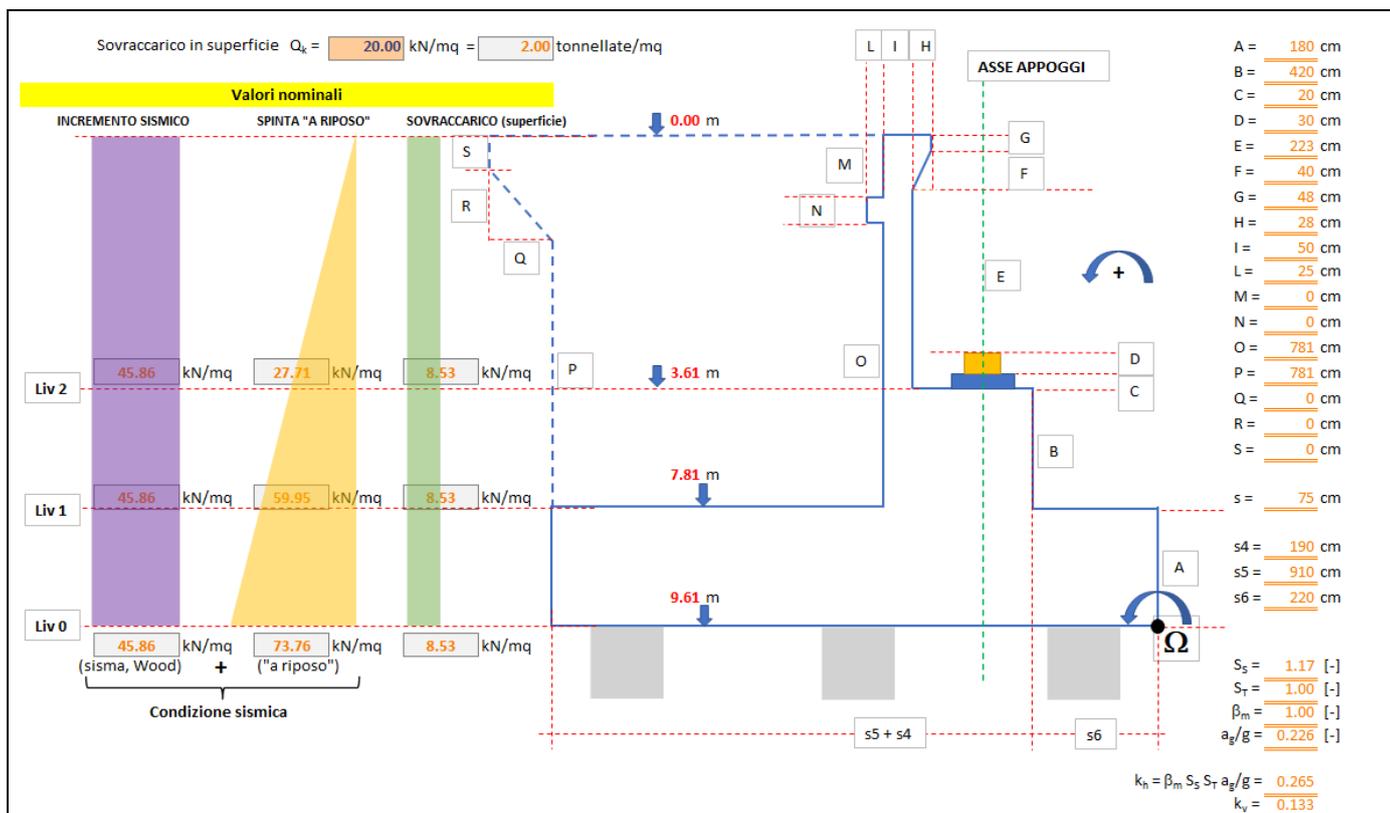


Figura 4 - Schema di calcolo (qualitativo). Misure rappresentate non in scala. Valori calcolati su Excel. Per le verifiche delle sezioni in c.a. si considerano le grandezze effettive di carpenteria (vedere tavole di disegno allegate)

NOTA: i valori di k_h calcolati nella presente relazione sono troncati alle II, III cifre decimali. I valori qui adottati, quindi, si discostano leggermente rispetto ai valori calcolati mediante foglio di calcolo (si veda illustrazione a lato), i quali non sono approssimati nelle calcolazioni tra celle. Questo "scarto" viene comunque compensato adottando per la spinta di Wood l'altezza complessiva esistente tra piano passante per la testa dei pali e la quota di estradosso dei muri di risvolto. Si accetta l'ipotesi di incremento di resistenza del paraghiaia e dei muri di risvolto nel trasferimento delle massime sollecitazioni alla parete di elevazione.

12.9.3 Grandezze calcolate

Massime pressioni (caratteristiche) orizzontali terreni – sezione allo spiccatto della parete di elevazione

Pressione orizzontale sovraccarico di superficie (costante):

$$\sigma_{0,p} = k_0 \times Q_k = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

Pressione orizzontale max "a riposo" (triangolare):

$$\sigma_{p,max} = \gamma \times h_{wall} \times k_0 = 59.95 \text{ kN/m}^2$$

Pressione alla Wood (valutata a partire da testa pali a testa paraghiaia)

Altezza complessiva su cui è valutata la spinta alla Wood:

$$h_{wood} = 9.61 \text{ m (assunto per sicurezza al posto di } h_{wall})$$

Incremento pressione orizzontale alla Wood (costante):

$$\Delta\sigma_{wood} = \gamma \times h_{wood} \times k_h = 45.86 \text{ kN/m}^2$$

Spinte sismiche terreni → 100% direzione longitudinale (a tergo parete elevazione)

Larghezza parete di elevazione spalla:

$$L_{trav} = 16.75 \text{ m (da geometria spalla più sollecitata)}$$

Spinta "a riposo" (statica):

$$F_{k,riposi, LONG} = 0.5 \times \sigma_{p,max} \times L_{trav} \times h_{wall} = 3921 \text{ kN}$$

Massimo incermento taglio longitudinale terreni:

$$\Delta F_{k,sisma, LONG} = L_{trav} \times h_{wall} \times \Delta\sigma_{wood} = 5999 \text{ kN}$$

Taglio sismico terreni (complessivo longitudinale):

$$F_{terre,sisma, LONG} = F_{k,riposi, LONG} + \Delta F_{k,sisma, LONG} = 9920 \text{ kN}$$

Momento flettente allo spiccatto (inflexione long.):

$$M_{Ed,sisma, LONG} = (h_{wall}/3) \times F_{k,riposi, LONG} + (h_{wall}/2) \times \Delta F_{k,sisma, LONG} = 33633 \text{ kNm}$$

Spinte sismiche terreni → 30% direzione trasversale (sui due muri di risvolto)

Larghezza interna parete di risvolto:

$$L_{long} = 860 \text{ cm (da geometria spalla più sollecitata)}$$

Spinta "a riposo" (statica):

$$F_{k,riposi, TRASV} = 0.5 \times \sigma_{p,max} \times L_{long} \times h_{wall} = 2013 \text{ kN}$$

Incremento taglio trasversali terreni:

$$\Delta F_{k,sisma, TRASV} = 2 \times [0.30 \times (L_{long} \times h_{wall} \times \Delta\sigma_{wood})] = 1848 \text{ kN}$$

progettazione ati:

Taglio sismico terreni (complessivo trasversale): $F_{\text{terre,sisma,TRASV}} = F_{k,\text{riposi,TRASV}} + \Delta F_{k,\text{sisma,TRASV}} = \mathbf{3861 \text{ kN}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione trasv.): $M_{\text{Ed,sisma,TRASV}} = (h_{\text{wall}}/3) \times F_{k,\text{riposi,TRASV}} + (h_{\text{wall}}/2) \times \Delta F_{k,\text{sisma,TRASV}} = \mathbf{12457 \text{ kNm}}$

Inerzie muri e pareti in c.a.

Inerzia plinto di fondazione (a detrarre): $F_{\text{inerzia,plinto}} = 2708.5 \text{ kN}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Inerzia complessiva spalle+plinto: $F_{\text{tot,spalla}} = 4719 \text{ kN}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Inerzia pareti c.a. in direzione longitudinale (100%): $F_{\text{inerzia,LONG}} = F_{\text{tot,spalla}} - F_{\text{inerzia,plinto}} = \mathbf{2011 \text{ kN}}$ (allo spiccato sez. "C")
 Decremento di peso sismico verticale (basso-alto): $\Delta N_{\text{Ed,sisma,vert}} = 0.5 \times F_{\text{inerzia,LONG}} = \mathbf{1005 \text{ kN}}$ (in modulo)
 Inerzia pareti c.a. in direzione trasversale (30%): $F_{\text{inerzia,TRASV}} = 0.30 \times F_{\text{inerzia,LONG}} = \mathbf{603 \text{ kN}}$
 Valore quota baricentro pareti elevazione: $\zeta = 0.403$ per unità di altezza h_{wall} (da geometria spalla più sollecitata)
 Momento flettente allo spiccato (inflexione long.): $M_{\text{Ed,inerzia,long}} = \zeta \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{inerzia,LONG}} = \mathbf{6328 \text{ kNm}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione trasv.): $M_{\text{Ed,inerzia,trasv}} = \zeta \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{inerzia,TRASV}} = \mathbf{1898 \text{ kNm}}$

Spinte statiche dei terreni (valori caratteristici)

Taglio longitudinale per sovraccarico di superficie: $F_{Q,k,LONG} = \sigma_{0,p} \times L_{\text{trasv}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{1116 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Taglio trasversale per sovraccarico di superficie: $F_{Q,k,TRASV} = \sigma_{0,p} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{573 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Taglio per spinta "a riposo" longitudinale: $F_{k,\text{riposi,LONG}} = 0.5 \times \sigma_{p,\text{max}} \times L_{\text{trasv}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{3921 \text{ kN}}$ (val. caratteristico)
 Taglio per spinta "a riposo" trasversale: $F_{k,\text{riposi,TRASV}} = 0.5 \times \sigma_{p,\text{max}} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{2013 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Momento per spinte complessive longitudinali: $M_{\text{Ed,k,long,terre}} = 0.5 \times h_{\text{wall}} \times F_{Q,k,LONG} + (h_{\text{wall}}/3) \times F_{k,\text{riposi,LONG}} = \mathbf{14564 \text{ kNm}}$ (spinta costante e triangolare)
 Momento per spinte complessive trasversali: $M_{\text{Ed,k,trasv,terre}} = 0.5 \times h_{\text{wall}} \times F_{Q,k,TRASV} + (h_{\text{wall}}/3) \times F_{k,\text{riposi,TRASV}} = \mathbf{7478 \text{ kNm}}$ (spinta costante e triangolare)

Sollecitazioni caratteristiche scaricate da impalcato (valori caratteristici)

Numero di appoggi su singola spalla: $N_{\text{app}} = 2$ appoggi per singola spalla
 Azione trasversale per sisma (singolo appoggio): $q_{6,H,trasv} = 650 \text{ kN}$
 Azione longitudinale per sisma (singolo appoggio): $q_{6,H,long} = 650 \text{ kN}$
 Taglio sismico longitudinale da impalcato (100%): $F_{\text{impalc, LONG}} = N_{\text{app}} \times q_{6,H,long} = \mathbf{1300 \text{ kN}}$
 Taglio sismico trasversale da impalcato (30%): $F_{\text{impalc, TRASV}} = 0.30 \times N_{\text{app}} \times q_{6,H,trasv} = \mathbf{390 \text{ kN}}$
 Altezza da appoggi a quota spiccato parete elev.: $h_{\text{elev}} = 4.70 \text{ m}$ (C + D + B, da geometria spalla più sollecitata)
 Momento sismico longitudinale (100%) impalcato: $M_{\text{impalc,sisma, LONG}} = h_{\text{elev}} \times F_{\text{impalc, LONG}} = \mathbf{6110 \text{ kNm}}$
 Momento sismico trasversale (30%) impalcato: $M_{\text{impalc,sisma, TRASV}} = h_{\text{elev}} \times F_{\text{impalc, TRASV}} = \mathbf{1833 \text{ kNm}}$
 Vento ponte carico, trasversale (singolo appoggio): $q_{6,V,\text{max,trasv}} = 300 \text{ kN}$ (valore caratteristico)
 Frenatura (longitudinale, singolo appoggio): $q_{3,\text{long}} = 150 \text{ kN}$ (valore caratteristico)
 Termica uniforme, longitudinale (singolo appoggio): $q_{7,\text{long}} = 200 \text{ kN}$ (valore caratteristico)
 Vento ponte carico, trasversale (totale): $q_{6,\text{trasv,k}} = N_{\text{app}} \times q_{6,V,\text{max,trasv}} = \mathbf{600 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Frenatura longitudinale (totale): $q_{3,\text{long,k}} = N_{\text{app}} \times q_{3,\text{long}} = \mathbf{300 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Termica uniforme longitudinale (totale): $q_{7,\text{long,k}} = N_{\text{app}} \times q_{7,\text{long}} = \mathbf{400 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Momento complessivo vento (caratteristico): $M_{6,\text{trasv,k}} = h_{\text{elev}} \times q_{6,\text{trasv,k}} = \mathbf{2820 \text{ kNm}}$ (trasversale)
 Momento complessivo frenatura (caratteristico): $M_{3,\text{long,k}} = h_{\text{elev}} \times q_{3,\text{long,k}} = \mathbf{1410 \text{ kNm}}$ (longitudinale)
 Momento complessivo termica uniforme (caratt.): $M_{7,\text{long,k}} = h_{\text{elev}} \times q_{7,\text{long,k}} = \mathbf{1880 \text{ kNm}}$ (longitudinale)

Azioni verticali su spiccato parete elevazione

Peso (caratteristico) elementi elevazione in c.a.: $N_{\text{Ed,k,CLS}} = 25302 \text{ kN}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Scarichi verticali pesi (caratteristici) impalcato: $N_{\text{Ed,k,impalc}} = 4550 \text{ kN}$ (si veda somma totale scarichi sui 2 appoggi)
 Inerzia sismica sisma verticale (basso-alto): $\Delta N_{\text{sisma,k,cls}} = 0.5 \times k_h \times N_{\text{Ed,k,CLS}} = \mathbf{3354 \text{ kN}}$ (in modulo)
 $\Delta N_{\text{sisma,k,impalc}} = 0.5 \times k_h \times N_{\text{Ed,k,impalc}} = \mathbf{603 \text{ kN}}$ (in modulo)

Azioni flettenti longitudinali per effetto dell'eccentricità degli scarichi verticali rispetto baricentro sezione a "C"

Distanza baricentro G sezione "C" (da filo parete elev.): $Y_G = 236 \text{ cm}$ (sezione riferita allo spiccato)
 Distanza asse appoggi da filo parete "C": $s_1 = 80 \text{ cm}$
 Eccentricità azioni assiali appoggi da ber. G: $e_N = Y_G - s_1 = \mathbf{156 \text{ cm}}$ (si veda schema in figura più avanti)
 Incremento (max) azione flettente longitudinale: $\Delta M_{\text{long,k}} = e_N \times N_{\text{Ed,k,impalc}} = \mathbf{7098 \text{ kNm}}$ (caratteristico)
 $\Delta M_{\text{long,slv}} = e_N \times \Delta N_{\text{sisma,k,impalc}} = \mathbf{941 \text{ kNm}}$
 Scarico massimi carichi viaggianti (caratteristico): $F_{k,Z,\text{viaggianti}} = 2650 \text{ kN}$ (da azioni impalcato, non fattorizzato)
 Incremento momento longitudinale per carichi viaggianti: $\Delta M_{\text{long,viagg}} = e_N \times F_{k,Z,\text{viaggianti}} = \mathbf{4134 \text{ kNm}}$

progettazione ati:

→ Sollecitazioni SLV sullo spiccato di parete elevazione e muri di risvolto

Azione assiale (compress.), con sisma verticale:	$N_{Ed, sisma} = N_{Ed, k, CLS} + N_{Ed, k, impalc} - (\Delta N_{sisma, k, cls} + \Delta N_{sisma, k, impalc}) = 25895$ kN (viene considerato il valore minimo per verifica in pressoflessione)
Taglio azioni longitudinali:	$V_{Ed, sisma, long} = F_{terre, sisma, LONG} + F_{inerzia, LONG} + F_{impalc, LONG} = 13230$ kN
Flessione complessiva per azioni longitudinali:	$M_{Ed, sisma, long} = M_{Ed, sisma, LONG} + M_{Ed, inerzia, long} + M_{impalc, sisma, LONG} + \Delta M_{long, slv} = 47012$ kNm
Taglio azioni trasversali:	$V_{Ed, sisma, trasv} = F_{terre, sisma, TRASV} + F_{inerzia, TRASV} + F_{impalc, TRASV} = 4854$ kN
Flessione complessiva per azioni trasversali:	$M_{Ed, sisma, trasv} = M_{Ed, sisma, TRASV} + M_{Ed, inerzia, trasv} + M_{impalc, sisma, TRASV} = 16189$ kNm

NOTA: per sicurezza, nel computo dell'azione assiale in condizioni sismiche SLV si è considerata l'azione sismica verticale agente dal basso verso l'alto (sgravio di pesi), ma si è considerato l'incremento flettente per eccentricità dei carichi (sismici) gravanti sugli appoggi come se il sisma agisse dall'alto verso il basso ($\Delta M_{long, slv}$ considerato positivo). Ciò ai soli fini di sicurezza della verifica della sezione, volendo penalizzare il contributo favorevole dovuto alla precompressione dai carichi verticali sulla sezione resistente pressoinflessa.

→ Sollecitazioni SLU (con vento) sullo spiccato di parete elevazione e muri di risvolto

NOTA: si considera la combinazione SLU che minimizza il valore delle compressioni assiali dovute all'azione dei carichi verticali per pesi e variabili viaggianti. In tal caso, l'azione dei venti viene considerata azione variabile principale rispetto ai carichi viaggianti sull'impalcato. In particolare, l'azione verticale del vento (ponte carico e scarico) crea generalmente una risultante verticale nulla sugli appoggi e un momento trasversale non nullo scaricato dall'impalcato sulla spalla.

Scarico massimi carichi viaggianti (caratteristico):	$F_{k, Z, viaggianti} = 2650$ kN (da azioni impalcato, non fattorizzate)
Coefficiente per carichi variabili da traffico:	$\gamma_{Q, traffico} = 1.35$ NTC2018, tab. 5.1.V, A1
Coefficiente base carichi variabili (non da traffico):	$\gamma_Q = 1.50$ (NTC2018, tab. 5.1.V, A1)
Coefficiente di combinazione dei carichi viaggianti:	$\psi_{02} = 0.75$ (NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 – carichi tandem)
Coefficiente di combinazione carichi viaggianti:	$\gamma_{Q2, traffico} = \gamma_{Q, traffico} \times \psi_{02} = 1.01$
Coefficiente di combinazione variabili (non traffico):	$\gamma_{Q2} = \gamma_Q \times \psi_{02} = 1.13$
Coefficiente per carichi variabili:	$\gamma_Q = 1.50$ NTC2018, tab. 5.1.V, A1
Coefficiente per carichi delle spinte delle terre:	$\gamma_{G1, t} = 1.10$ (NTC2018, tab. 6.2.III, con nota a piè di tabella)
Coefficiente per carichi dovuti ai pesi propri e port.:	$\gamma_{G1, 2} = 1.35$ (NTC2018, tab. 5.1.V)
Coefficiente di combinazione azioni termiche:	$\psi_{0T, 2} = 0.60$ (NTC2018, tab. 5.1.VI, temperatura)
Azione assiale di progetto (compressione):	$N_{Ed, SLU} = \gamma_{G1, 2} \times N_{Ed, k, CLS} + \gamma_{G1, 2} \times N_{Ed, k, impalc} + \gamma_{Q2, traffico} \times F_{k, Z, viaggianti} = 42983$ kN

Azione variabile principale: vento trasversale a ponte carico

Azione complessiva di taglio trasversale:	$V_{Ed, SLU, TRASV} = \gamma_{G1, t} \times (F_{Q, k, TRASV} + F_{k, riposo, TRASV}) + \gamma_Q \times q_{6, trasv, k} = 3745$ kN
Azione complessiva di taglio longitudinale:	$V_{Ed, SLU, LONG} = \gamma_{G1, t} \times (F_{Q, k, LONG} + F_{k, riposo, LONG}) + \gamma_Q \times \gamma_{Q, traffico} \times q_{3, long, k} + \gamma_Q \times \psi_{0T, 2} \times q_{7, long, k} = 6508$ kN
Momento SLU per azioni trasversali:	$M_{Ed, SLU, TRASV} = \gamma_{G1, t} \times M_{Ed, k, trasv, terre} + \gamma_Q \times M_{6, trasv, k} = 12456$ kNm
Momento SLU per azioni longitudinali:	$M_{Ed, SLU, LONG} = \gamma_{G1, 2} \times \Delta M_{long, k} + \gamma_{G1, t} \times M_{Ed, k, long, terre} + \gamma_Q \times \gamma_{Q, traffico} \times (M_{3, long, k} + \Delta M_{long, viagg}) + \gamma_Q \times \psi_{0T, 2} \times M_{7, long, k} = 38522$ kNm

12.9.4 Schemi di calcolo resistenti adottati

Per le verifiche delle sezioni in c.a. allo spiccato si sono impiegati due schemi di calcolo in sicurezza che ottimizzano le armature maggiormente cementate. Di seguito lo schema (disegni qualitativi, grandezze non in scala):

progettazione ati:

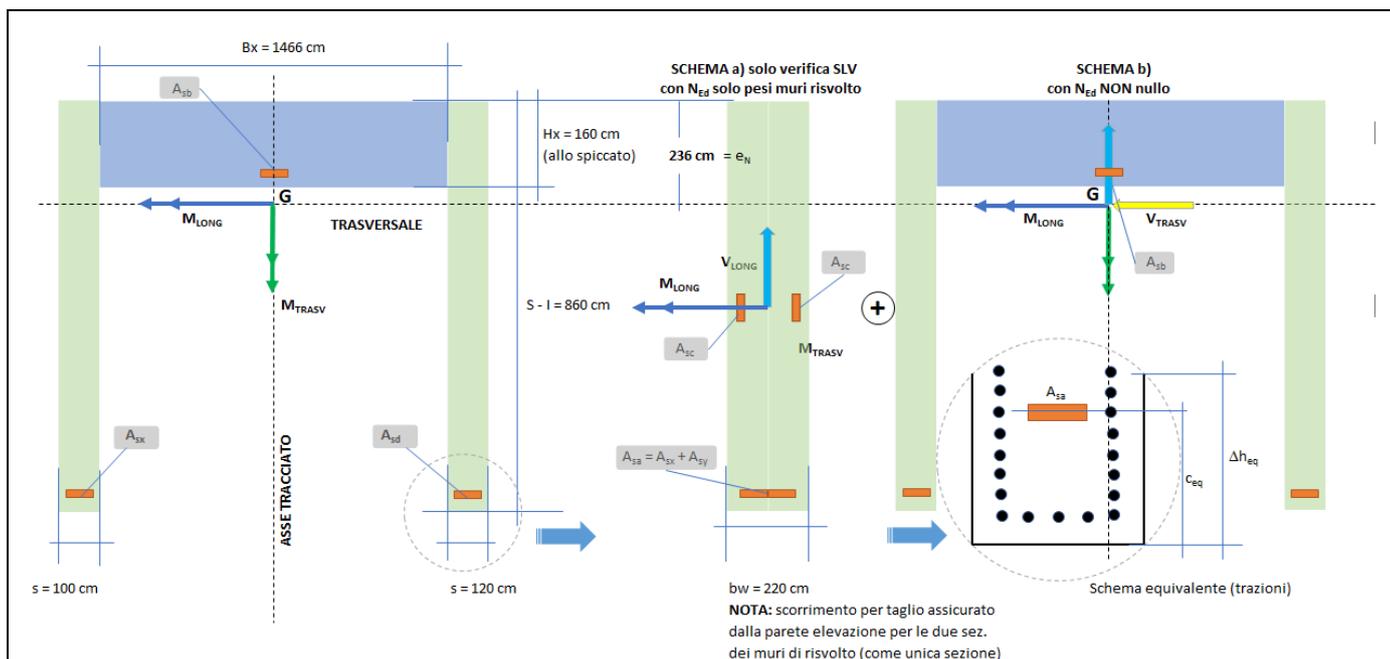


Figura 5 - Schemi resistenti adottati nella sezione allo spiccato con l'estradosso del plinto. Schema a): flessione semplice retta ipotizzate in presenza delle sole azioni assiali dei loro pesi e in assenza del contributo a schiacciamento della sezione della parete di elevazione (asse neutro che taglia in alto la parete: zona compressa trascurata, per semplicità e sicurezza): solo per verifica SLV. Schema b): pressoflessione deviata con azione assiale effettiva (dovuta prevalentemente agli scarichi dell'impalcato). Del contributo delle pareti di risvolto si lascia solo l'azione del peso (trascurando completamente la loro inerzia flessionale). Sollecitazioni di taglio assorbite in funzione della rigidità degli elementi costituenti la sezione complessiva a "C" resistente.

12.9.5 Sollecitazioni di calcolo assunte nelle sezioni allo spiccato (estradosso plinto)

Valutazione delle sollecitazioni massime tra combinazioni SLV e SLU

Si dà maggiore importanza agli effetti delle sollecitazioni sismiche. Verrà comunque verificato il caso di forza assiale minore, in concomitanza con il maggiore effetto delle azioni longitudinali, come combinazione di carico da considerare come determinante.

Minimo carico assiale di progetto:	$N_{Ed,min} = \min(N_{Ed,isma}, N_{Ed,SLU}) = 25895 \text{ kN}$
Combinazione con minimo carico assiale:	"SLV"
Massimo momento longitudinale di progetto:	$M_{Ed,max,LONG} = \max(M_{Ed,isma,long}, M_{Ed,SLU,LONG}) = 47012 \text{ kNm}$
Combinazione con max momento longitudinale:	$M_{Ed,isma,long} M_{Ed,SLU,LONG}$ "SLV"

Sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo

Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,b} = 25895 \text{ kN}$ da comb. "SLV"
Sollecitazione flettente azioni longitudinali:	$M_{LONG} = 47012 \text{ kNm}$ da comb. "SLV"
Sollecitazione di taglio azioni longitudinali:	$V_{LONG} = 13230 \text{ kN}$ da comb. "SLV"
Sollecitazione flettente azioni trasversali:	$M_{TRASV} = 16189 \text{ kNm}$ da comb. "SLV"
Sollecitazione di taglio azioni trasversali:	$V_{TRASV} = 4854 \text{ kN}$ da comb. "SLV"

Sollecitazioni SLE-rara (azione del vento a ponte carico come azione principale)

Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,rara} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{02} \times F_{k,Z,viaggianti} = 31840 \text{ kN}$
Coefficienti per combinazione rara:	$\psi_{0,viagg} = 0.75$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem)
	$\psi_{0,temp} = 0.60$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)
Azione flettente per azioni longitudinali:	$M_{Ed,long,rara} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{0,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{0,temp} \times M_{7,long,k} = 26948 \text{ kNm}$
Azione flettente per azioni trasversali:	$M_{Ed,trasv,rara} = M_{Ed,k,trasv,terre} + M_{6,trasv,k} = 10298 \text{ kNm}$

Sollecitazioni SLE-frequente

Coefficienti per combinazione frequente:	$\psi_{1,vento} = 0.2$ (vento, NTC2018, tab. 5.1.IV)
--	--

progettazione ati:

Azione assiale (compressione):

Azione flettente per azioni longitudinali:

Azione flettente per azioni trasversali:

$\psi_{2,viagg} = 0.0$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem)

$\psi_{2,temp} = 0.50$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)

$N_{Ed,freq} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{2,viagg} \times F_{k,Z,viaggianti} = 29852 \text{ kN}$

$M_{Ed,long,freq} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{2,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{2,temp} \times M_{7,long,k} = 22602 \text{ kNm}$

$M_{Ed,trasv,freq} = M_{Ed,k,trasv,terre} + \psi_{1,vento} \times M_{6,trasv,k} = 8042 \text{ kNm}$

Sollecitazioni SLE-quasi permanente

Coefficienti per combinazione quasi permanente:

Azione assiale (compressione):

Azione flettente per azioni longitudinali:

Azione flettente per azioni trasversali:

$\psi_{2,vento} = 0.0$ (vento, NTC2018, tab. 5.1.IV)

$\psi_{2,viagg} = 0.0$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem)

$\psi_{2,temp} = 0.50$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)

$N_{Ed,qperm} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{2,viagg} \times F_{k,Z,viaggianti} = 29852 \text{ kN}$

$M_{Ed,long,qperm} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{2,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{2,temp} \times M_{7,long,k} = 22602 \text{ kNm}$

$M_{Ed,trasv,qperm} = M_{Ed,k,trasv,terre} + \psi_{2,vento} \times M_{6,trasv,k} = 7478 \text{ kNm}$

12.9.6 Sollecitazioni di calcolo e dimensioni assegnate alle sezioni resistenti

Si esegue la verifica della sezione resistente a "C" (sezione misurata allo spiccatto con l'estradosso del plinto) sottoposta a pressoflessione deviata e a taglio in entrambe le direzioni (trasversale e longitudinale). Per sicurezza, per dimensionare le armature longitudinali terminali degli speroni (che in condizioni sismiche, assieme ai pali, devono garantire il non ribaltamento del muro), si è utilizzato un ulteriore schema di calcolo che prevede l'entrata in carico (in condizioni di flessione retta) della sezione equivalente dei due speroni. Questa sezione equivalente viene chiamata quindi a bilanciare l'intera sollecitazione flettente longitudinale (generalmente maggiormente gravosa in condizioni sismiche), trascurando il contributo a schiacciamento della zona della parete di elevazione dove sono collocati gli appoggi. Lo schema di verifica a) – introdotto per sicurezza – viene verificato per le sole combinazioni sismiche più gravose.

12.9.6.1 Elemento resistente: schema a): sezione equivalente dei due speroni assieme (solo per verifica SLV)

Larghezza sezione resistente inflessa:

Altezza sezione resistente inflessa:

Solo peso proprio muri di risvolto + orecchie:

Assiale ultimo:

Momento longitudinale ultimo:

Sollecitazione di taglio ultimo:

$b_{wa} = 220 \text{ cm}$

$h_{wa} = 860 \text{ cm}$

$N_{Mriv,k} = 2519 \text{ kN}$

$N_{ASS} = \gamma_{G1,2} \times N_{Mriv,k} = 3401 \text{ kN}$

$M_{LONG} = 47012 \text{ kNm}$

$V_{LONG} = 13230 \text{ kN}$

progettazione ati:

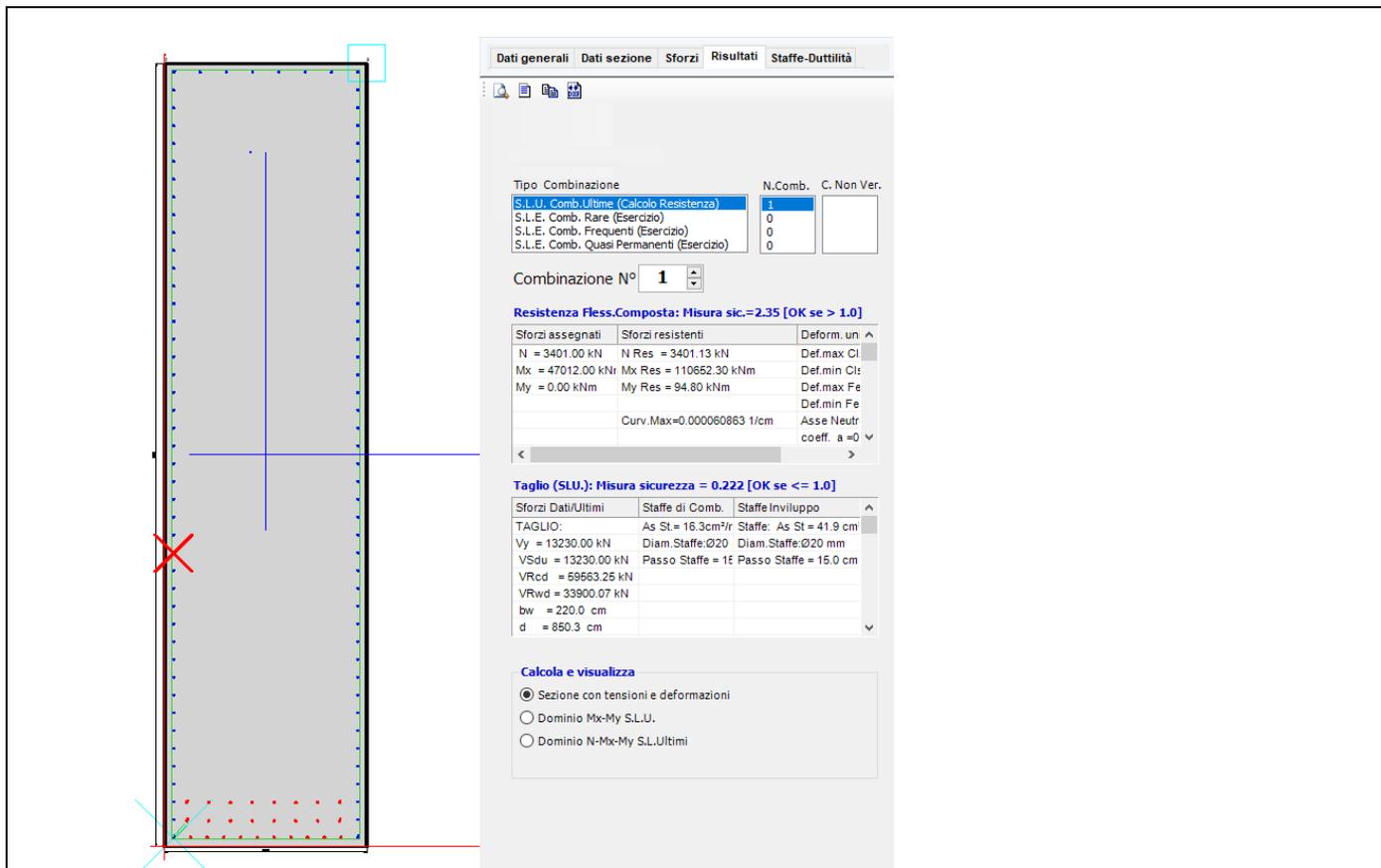


Figura 6 - Verifica SLV sezione resistente schema a): VERIFICATO - spiccato $\phi 22$ passo 20 cm + zona tesa infittita con layer interni per un totale di $26\phi 26$ (armature evidenziate in rosso). Staffe ferri esterni chiusi $\phi 20$ passo 200 cm (2 bracci resistenti).

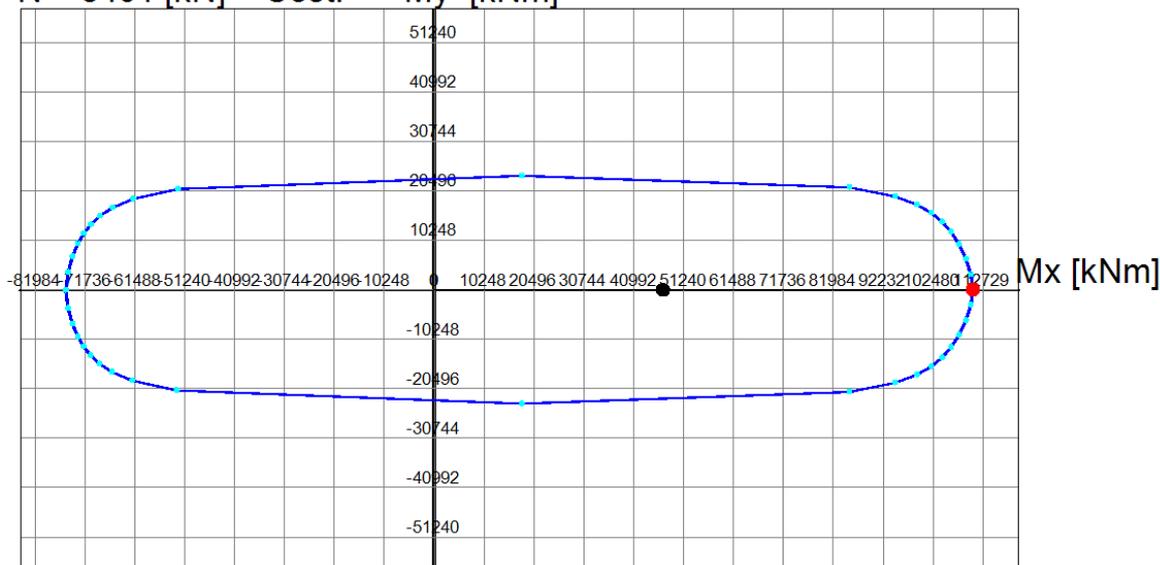
progettazione ati:

DOMINIO INTERAZIONE Mx-My (STATO LIMITE ULTIMO)

Nome Sezione: Sez_schema_A

Percorso File: C:\Users\mail neDrive\Desktop\LC_ALLA_Predim\SPICCATO PARETE ELEVAZIONE\Sez_schema_A.sez

N = 3401 [kN] = Cost. My [kNm]



Passo Momenti Mx, My griglia = 10248 kNm

Figura 7 - Dominio interazione sezione resistente schema a): VERIFICATO

12.9.6.2 Elemento resistente: schema b) di sez. "C" (misurata allo spiccato)

Tipo di forma sezione: a "C", misurata allo spiccato
Larghezza sezione resistente inflessa a "C": $b_{wb} = 1466$ cm
Altezza sezione resistente inflessa a "C": $h_{wb} = 860$ cm (pari alla lunghezza in pianta dei due speroni)

Azione assiale ultima (compressione): $N_{Ed,b} = 25895$ kN
Momento longitudinale ultimo: $M_{LONG} = 47012$ kNm
Momento trasversale ultimo: $M_{TRASV} = 16189$ kNm
Taglio longitudinale ultimo: $V_{LONG} = 13230$ kN
Sollecitazione di taglio ultima: $V_{TRASV} = 4854$ kN

Assiale SLE-rara: $N_{Ed,rara} = 31840$ kN
Momento longitudinale SLE-rara: $M_{RA,b,long} = M_{Ed,long,rara} = 26948$ kNm
Momento trasversale SLE-rara: $M_{RA,b,trasv} = M_{Ed,trasv,rara} = 10298$ kNm

Assiale SLE-frequente: $N_{Ed,freq} = 29852$ kN
Momento longitudinale SLE-frequente: $M_{FR,b,long} = M_{Ed,long,freq} = 22602$ kNm
Momento trasversale SLE-frequente: $M_{FR,b,trasv} = M_{Ed,trasv,freq} = 8042$ kNm

Assiale SLE-quasi permanente: $N_{Ed,qperm} = 29852$ kN
Momento longitudinale SLE-quasi permanente: $M_{QP,b,long} = M_{Ed,long,qperm} = 22602$ kNm
Momento trasversale SLE-quasi permanente: $M_{QP,b,trasv} = M_{Ed,trasv,qperm} = 7478$ kNm

progettazione ati:

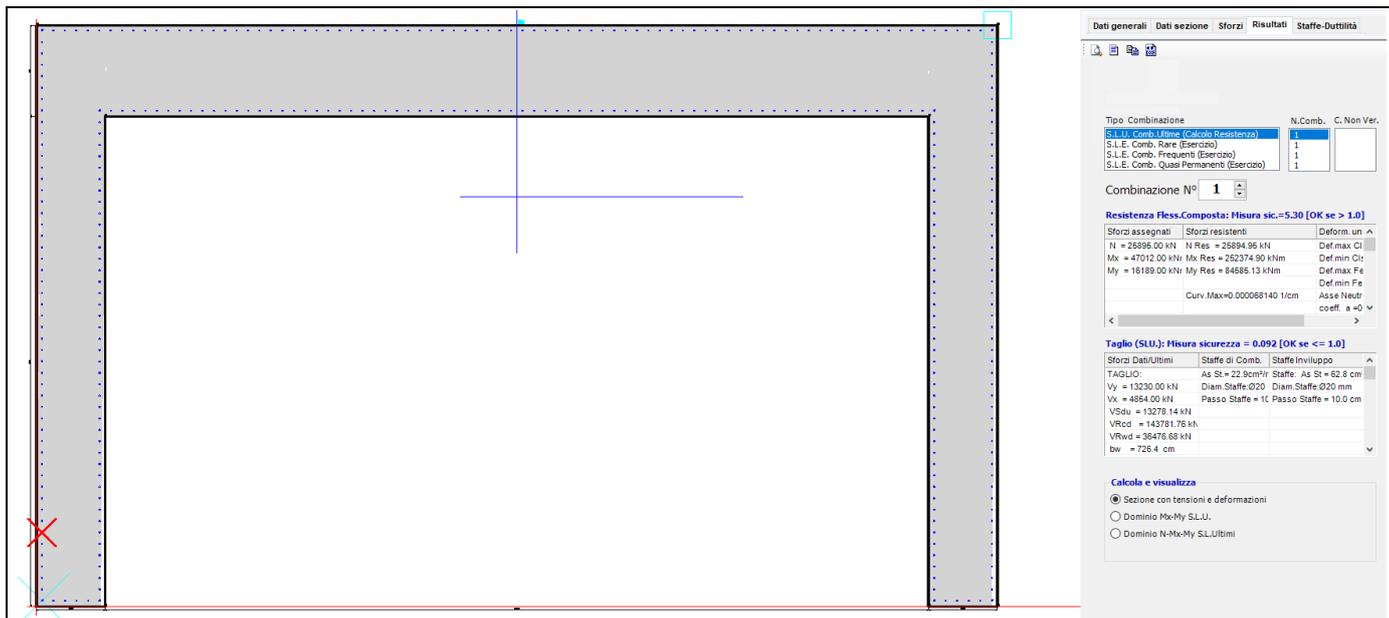


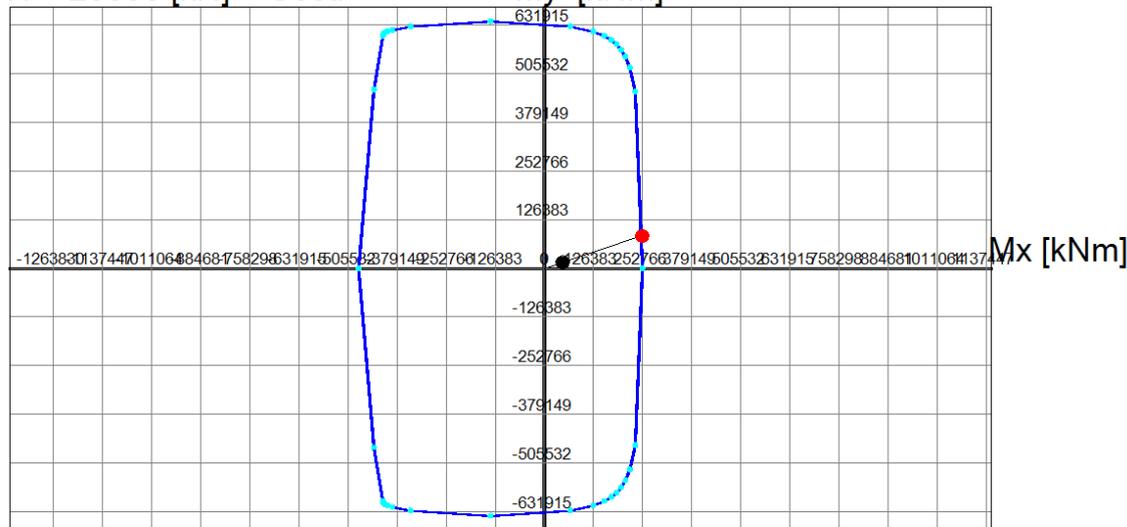
Figura 8 - Verifica resistenza sezione schema b): VERIFICATO – allo spiccato $\phi 22$ – passo 20 cm

DOMINIO INTERAZIONE Mx-My (STATO LIMITE ULTIMO)

Nome Sezione: Verifica_Sezione_C

Percorso File: C:\Users\mail neDrive\Desktop LC_ALLA_Predim\SPICCATO PARETE ELEVAZIONE\Verifica_Sezione_C.sez

$N = 25895 \text{ [kN]} = \text{Cost.}$



Passo Momenti Mx, My griglia = 126383 kNm

Figura 9 - Dominio di interazione stato limite ultimo: VERIFICATO

progettazione ati:

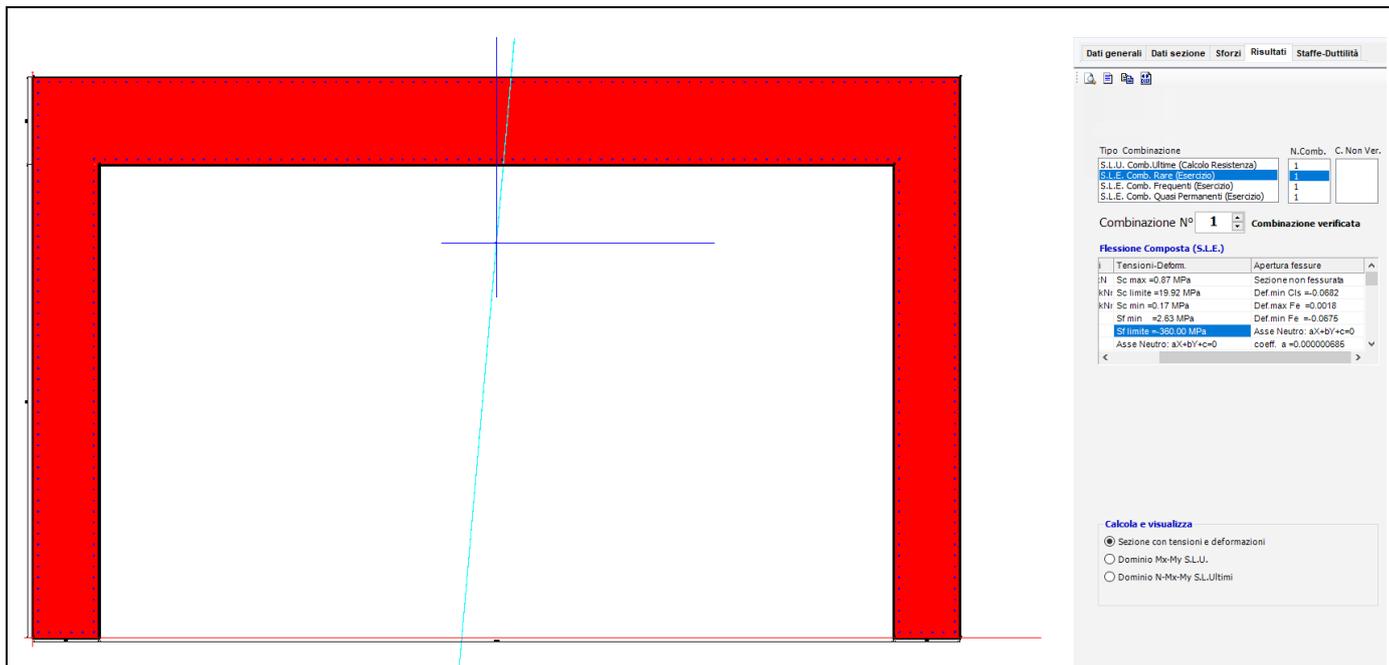


Figura 10 - Verifica SLE più gravosa: tensioni sotto i limiti, sezione non fessurata: VERIFICATO

progettazione ati:

13 VERIFICHE STRUTTURALI PILA 1

13.1 Premessa

Di seguito, le verifiche degli elementi strutturali delle opere in oggetto. Verranno considerate le combinazioni di carico maggiormente significative e, tra queste, quelle che incidono maggiormente in termini di resistenza allo stato limite ultimo e di esercizio.

Per le pile, e la relativa platea di fondazione, si considera per principio la pila più alta: le armature di quest'ultima vengono poi estese anche alle altre pile (purché di geometria identica, eccezion fatta per l'altezza dallo spiccato, appunto).

Per il progetto e la verifica delle armature sono stati utilizzati i seguenti software di calcolo: PresFle+ (Concrete srl), TEDDS (Tekla).

NOTA: si considerano le verifiche sulla pila di altezza maggiore, adottando le medesime armature anche per le rimanenti.

13.2 Verifica palificata

Numero complessivo di pali

$N = 42$

Tipologia pali

mediopali $\phi 450$

Armatura:

tubolare $\phi 298.5 \times 20 - S355JR$

Coefficiente unitario momento-taglio testa pali

$r_t = 1.23$ (da analisi geotecnica, vedere relazione di riferimento)

Valore del taglio su palo

$V_{Ed,1} = 164.3$ kN (SVL_03, con N_{max})

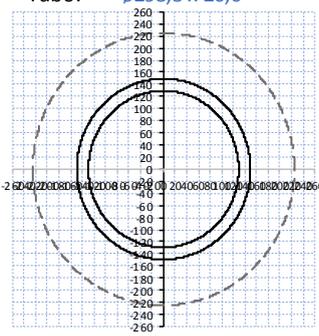
Valore del momento in testa al palo

$M_{Ed,1} = r_t \times V_{Ed,1} = 202.1$ kNm

Valore azione assiale (compressione)

$N_{Ed,1} = 1452.7$ kN (SVL_03)

Verifica elemento tubolare in acciaio

VERIFICA MICROPALO							
Materiale							
Acciaio	S355		Tipo di acciaio				
f_{yk}	355	N/mm ²	Tensione di snervamento				
f_{tk}	510	N/mm ²	Tensione di rottura				
γ_{M0}	1.05	-	Coefficiente parziale di sicurezza				
f_{yd}	338.10	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto				
Caratteristiche Sezione							
Tubo: $\phi 298,5 \times 20,0$							
	D_e	298.5	mm	Diametro Esterno Tubo			
	s_p	20	mm	Spessore Tubo			
	D_i	258.5	mm	Diametro Interno tubo			
	R_e	149.25	mm	Raggio esterno tubo			
	R_i	129.25	mm	Raggio interno tubo			
	A	175	cm ²	Area tubo			
	W_{el}	1143	cm ³	Modulo elastico di resistenza a flessione			
	$D_{micropalo}$	450	mm	Diametro Micropalo			
VERIFICA SEZIONE							
Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo							
N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	σ [Mpa]	τ [Mpa]	σ_{VM} [Mpa]	F.S. [-]	CHECK
1452.7	202.10	164.3	259.83	18.78	261.85	0.77	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta

1.23 valore parametro $r_t = M_{Ed} / V_{Ed}$

progettazione ati:

13.3 Verifica sbalzo mensola tozza (pila)

13.3.1 Modello di calcolo adottato

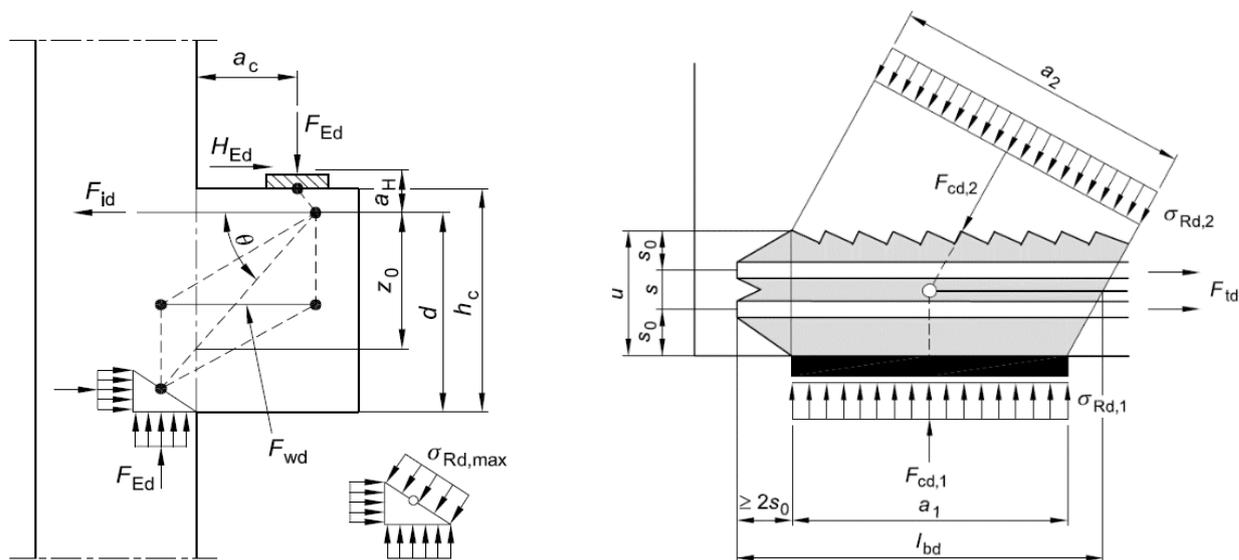
Per il caso in oggetto, ci si trova di fronte alla condizione che l'aggetto della platea ($L = 2.50$ m) risulta minore di 2 volte l'altezza del dado di fondazione ($2 \times H = 4.00$ m). Si considera quindi il meccanismo resistente di "mensola tozza". A tal proposito, si considera un'impronta di carico pari ad una sezione quadrata equivalente all'area del palo di estremità che risulta maggiormente sollecitato a compressione e a taglio. La biella convenzionale di calcestruzzo compressa (del modello tirante-puntone) presenta quindi una sezione trasversale quadrangolare $a_2 \times l_{eq}$ la cui larghezza trasversale (a_2) dipenderà dalla sua inclinazione θ all'equilibrio (funzione della geometria della soletta e dei pali) e dal diametro del palo stesso. Si considerano i pali di estremità interessati da un angolo a 45° di diffusione delle tensioni dallo spiccato del fusto della pila. Stesso discorso per l'azione di taglio.

13.3.2 Geometria dell'unghia della soletta di fondazione

Ampiezza sbalzo da filo parete pila:	$a = 2500$ mm
Diametro pali scelti:	$\phi = 450$ mm
Dimensione lato quadrato equivalente sez. palo:	$l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{\pi} = 398.8$ mm (per impronta di carico equivalente)
Dimensione impronta carico (equivalente):	$a_1 = l_{eq} = 399$ mm
Interasse pali (dir. x-x e y-y):	$i = 1350$ mm
Ampiezza mensola tozza (interasse pali):	$b = i = 1350$ mm (si considera la fascia interessata da 1 palo)
Larghezza biella convenzionale compressa:	$b_w = i = 1350$ mm (quadrato di area equivalente alla sez. del palo)
Altezza (costante) della soletta di fondazione:	$h_c = 2000$ mm

13.3.3 Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005

Schemi di calcolo indicati nel corpo degli Eurocodici, presi in considerazione nel modello di calcolo adottato nella presente relazione di calcolo.



13.3.4 Caratteristiche di progetto

13.3.4.1 Caratteristiche del materiale calcestruzzo

Resistenza caratteristica a compressione:	$f_{ck} = 25$ N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza – Tabella 2.1N:	$\gamma_c = 1.5$
Coefficiente di compressione cls – cl.3.1.6(1):	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, p.to 4.1.2.1.1)
Resistenza di progetto a compressione - eq.3.15:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.3)
Nodo compresso, fattore k_1 – cl.6.5.4(4)a):	$k_1 = 1.00$
Nodo compresso/teso, fattore k_2 – cl.6.5.4(4)b):	$k_2 = 0.85$

progettazione ati:

Nodo compresso/teso, fattore k_3 – cl.6.5.4(4)c): $k_3 = 0.75$
Fattore riduttivo di resistenza – cl.6.5.2(2): $\nu' = [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.90$

13.3.4.2 Dettagli armature

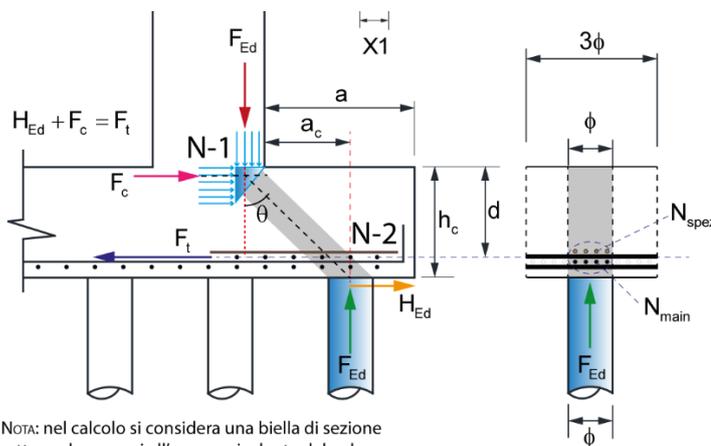
Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza – Tab. 2.1N: $\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto armature: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.5)

13.3.4.3 Carico su palo di estremità più sollecitato (SLU/SLV)

Tra le due combinazioni di carico SLV e SLU si considera quella la cui somma a trazione $F_{Ed} + H_{Ed}$ (da assorbire alle armature tese del modello tirante-puntone) risulta maggiore (singolo palo con $N = 1452.7 \text{ kN}$ e $V = 164.3 \text{ kN}$, per SLV_03b con N_{max}):

Forza assiale trasmessa dal palo: $F_{Ed} = 1452.7 \text{ kN}$
Forza di taglio agente in testa al palo: $H_{Ed} = 164.3 \text{ kN}$
Distanza asse palo (F_{Ed}) da filo parete elevazione: $a_c = 1750 \text{ mm}$ (s i veda schema in basso)

13.3.4.4 Schema di calcolo, adattato dal modello “Struct and Ties”



NOTA: nel calcolo si considera una biella di sezione rettangolare e pari all'area equivalente del palo.

13.3.5 Armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali)

Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione: $i_{main} = 200 \text{ mm}$
Diametro barre longitudinali (filanti) a trazione: $\phi_{main} = 25 \text{ mm}$
Diametro ferri di ripartizione (direz. perpendic.): $\phi_{main,rip} = 25 \text{ mm}$
Diametro barre longitudinali (spezzoni) a trazione: $\phi_{spez} = 0 \text{ mm}$
Diametro distanziatori (secondo strato rinforzo): $d_{dist} = \phi_{spez} = 0 \text{ mm}$
Interasse barre longitudinali (spezzoni) a trazione: $i_{spez} = 200 \text{ mm}$
Numero di barre filanti in trazione in b_w : $N_{main} = b_w / i_{main} = 6.8$
Numero di spezzoni in trazione in b_w : $N_{spez} = b_w / i_{spez} = 6.8$
Area armatura effettivamente in trazione: $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times \phi_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times \phi_{spez}^2 / 4 = 3313 \text{ mm}^2$
Coprifero nominale (armature più esterne): $C_{nom} = 60 \text{ mm}$
Coprifero effettivo armature a trazione (tirante): $C_{nom,eff} = C_{nom} + D_{main,rip} = 92 \text{ mm}$
Distanza baricentro strati barre a trazione dal baricentro del primo strato di barre tese più esterne:
 $\Delta X_D = \min(D_{main}, D_{spez}) \times (D_{main}/2 + d_{dist} + D_{spez}/2) / (D_{main} + D_{spez}) = 13 \text{ mm}$
Altezza utile da baricentro barre a trazione: $d = h_c - C_{nom,eff} - \Delta X_D = 1895 \text{ mm}$
Distanza baric. barre da superficie appoggio plinto: $d_1 = C_{nom,eff} + \Delta X_D = 105 \text{ mm}$

Nodo N-1 - reazioni vincolari interne convenzionali

Fattore di riduzione di tensione – cl.6.5.2(2): $\nu' = 0.89$
Tensioni nei nodi compressi, cl.6.5.4(4)a): $\sigma_{1Rd} = k_1 \times \nu' \times f_{cd} = 14.09 \text{ N/mm}^2$
Larghezza reazione biella compressa verticale: $X1 = F_{Ed} / (\sigma_{1Rd} \times b_w) = 76.4 \text{ mm}$
Semilarghezza reazione biella verticale per N-1: $X1 / 2 = 38.2 \text{ mm}$
Equilibrio momenti rispetto al polo A: $M_a = F_c \times (d - Y1 / 2) = F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + H_{Ed} \times d_1$
Sostituzione della funzione: $F_c = Y1 \times \sigma_{1Rd} \times b_w$
Costanti dell'equazione quadratica (equilibrio momenti):

$$C1 = b_w \times \sigma_{1Rd}$$

$$C2 = 2 \times b_w \times \sigma_{1Rd} \times d$$

$$C3 = 2 \times F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + 2 \times H_{Ed} \times d_1$$

Risolvendo su $Y1$ (altezza del vincolo interno): $Y1 = -(-C2 + (C2^2 - 4 \times C1 \times C3)^{1/2}) / (2 \times C1) = 74.0 \text{ mm}$

progettazione ati:

Altezza verticale dell'impronta vincolare in N-1: $Y1 / 2 = 37.0$ mm

Angolo di inclinazione della biella convenzionale compressa

$$\theta = \text{atan}((d - Y1 / 2) / (a_c + X1 / 2)) = 46.1^\circ$$

$$\tan(\theta) = 1.04$$

NOTA - L'angolo θ rientra nel limite $1.00 \leq \tan(\theta) \leq 2.50$

Braccio di leva a flessione (modello "tirante-puntone")

Braccio di leva interno: $z = d - Y1 / 2 = 1858$ mm

Verifica tensione di compressione della biella compressa nel nodo N-2

Reazione vincolare interna orizzontale in N-1: $F_c = Y1 \times b_w \times \sigma_{1Rd} = 1407.4$ kN

Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 2022.6$ kN

Secondo Fig.6.27 in EC2, si ha: $u = 2 \times (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 210$ mm

Larghezza della biella compressa – Fig.6.27, EC2: $a_2 = a_1 \times \sin(\theta) + u \times \cos(\theta) = 433$ mm

Tensione nella biella convenzionale compressa: $\sigma_{str} = F_{str} / (a_2 \times b_w) = 3.46$ N/mm²

Tensione di sicurezza – cl.6.5.4(4) b: $\sigma_{2Rd} = k_3 \times v^1 \times f_{cd} = 10.57$ N/mm²

OK - La tensione nella biella di cls rientra nel limite massimo

Verifica a schiacciamento biella convenzionale compressa

Altezza plinto di fondazione nella sezione per F_{Ed} : $h_a = h_c = 2000$ mm

Distanza effettiva barre nella sezione per F_{Ed} : $d_a = h_a - (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 1895$ mm

Compressione assiale per sforzo normale nel cls: $\sigma_{cp} = -H_{Ed} / (b_w \times h_a) = -0.06$ N/mm²

Coefficiente di compressione - cl.6.2.3(3): $\alpha_{cw} = 1.000$

Fattore di riduzione resistenza a taglio: $v_1 = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.533$

Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 2022.6$ kN

Massima resistenza a schiacciamento – cl.6.2.3(2): $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = 10594.5$ kN

OK - La forza di compressione nella biella è minore del limite a schiacciamento

Forza di trazione nelle barre portanti (modello tirante-puntone)

Dall'equilibrio alla traslazione orizzontale: $F_t = F_c + H_{Ed} = 1571.7$ kN

Controllo quantitative armature a trazione (tirante)

Quantitativo minimo di area di barre a trazione: $A_{s,main,min} = F_t / f_{yd} = 4017$ mm²

Quantitativo di armatura effettiva disposta: $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times D_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times D_{spez}^2 / 4 = 9012$ mm²

Rapporto quantitativi di armatura (portante): $R_{steel} = A_{s,main,min} / A_{s,main} = 0.446$

OK - Quantitativo di armatura tesa disposta sufficiente

Verifica massimi interassi armature diffuse - EC2 p.to 9.3.1.1(3)

Altezza (costante) della soletta di fondazione: $h_c = 2000$ mm

Passo massimo armature diffuse principali: $s_{max,slabs,p} = \min(2 \times h_c, 250 \text{ mm}) = 250$ mm

Passo massimo armature diffuse secondarie: $s_{max,slabs,s} = \min(3 \times h_c, 400 \text{ mm}) = 400$ mm

Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione: $i_{main} = 200$ mm

Interasse barre longitudinali secondarie: $i_{rip} = 200$ mm

OK - Massimi interassi armature diffuse rispettati

Riepilogo armature disposte (diffuse e concentrate)

Diametro armatura diffusa portante: $\phi_{main} = 25$ mm

interasse armature diffusa portante: $i_{main} = 200$ mm

Diametro armatura diffusa secondaria: $\phi_{main,rip} = 25$ mm (ripartitori)

Interasse armatura diffusa secondaria: $i_{rip} = 200$ mm (interasse ripartitori)

Diametro distanziatori (strati armature aggiuntive): $d_{dist} = \phi_{spez} = 0$ mm (non presenti)

Diametro barre portanti aggiuntive (spezzoni): $\phi_{spez} = 0$ mm (non necessari)

13.4 Verifica platea (punzonamento pali)

13.4.1 Modello di calcolo adottato

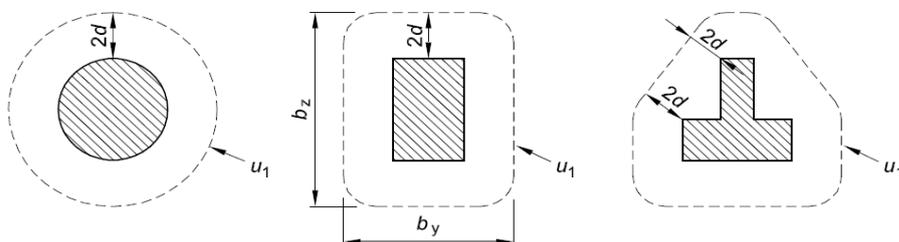
Si considera un'impronta di carico pari ad una sezione quadrata equivalente all'area del palo di estremità che risulta maggiormente sollecitato a compressione e a taglio. Quale struttura punzonata è stata assunta la fondazione base del plinto su cui è innestata la palificata della spalla/pila. Il palo maggiormente sollecitato viene quindi assunto quale pilastro punzonante e il plinto di fondazione su pali quale soletta punzonata. Per semplicità e sicurezza, nella risultante complessiva dell'azione di punzonamento verrà trascurato il contributo del peso di volume di terreno imbarcato, considerando di fatto solo le sollecitazioni

progettazione ati:

dei pali, ma non interessati dal meccanismo resistente di "mensola tozza" (la cui trattazione è a parte). La situazione più sfavorevole è relativa alla fila interna di pali (due pali di bordo). Per sicurezza, verrà condotta anche una verifica per tipologia geometrica di "palo d'angolo".

Colonna rettangolare interna (palo equivalente) con carico eccentrico rispetto a uno degli assi

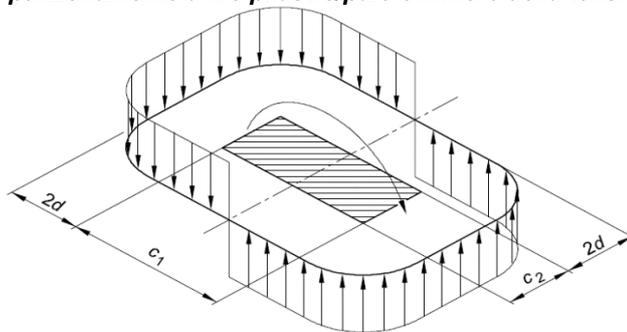
Diametro palo scelto:	$\phi = 450 \text{ mm}$
Lato pilastro equivalente al palo (sez. quadrata):	$l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{\pi} = 398.8 \text{ mm}$
Dimensione colonna parallela eccentricità carico:	$c_1 = l_{eq} = 399 \text{ mm}$
Dim. colonna perpendicolare eccentricità carico:	$c_2 = l_{eq} = 399 \text{ mm}$
Altezza utile (media) su armature tese:	$d = 1700 \text{ mm}$
Momento di progetto in testa al palo:	$M_{Ed} = 233.3 \text{ kNm}$ (dovuto all'azione di taglio in testa)
Forza di progetto assiale punzonante:	$V_{Ed} = 1452.7 \text{ kN}$ (max carico assiale palo)
Perimetro di controllo di base:	$u_1 = c_1 \times 2 + c_2 \times 2 + 4 \times \pi \times d = 22958 \text{ mm}$ (vedere schema in basso)
Fattore di distribuzione del taglio punzonante:	$W_1 = c_1^2/2 + c_1 \times c_2 + 4 \times c_2 \times d + 16 \times d^2 + 2 \times \pi \times d \times c_1 = 53450190 \text{ mm}^2$
Coeff. di sbilancio momento (EC2, Tabella 6.1):	$k = 0.60$
Fattore di eccentricità (EC2, eq. 6.39):	$\beta = 1 + (k \times M_{Ed} / V_{Ed}) \times (u_1 / W_1) = 1.04$



13.4.2 Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente

Resistenza caratteristica calcestruzzo:	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale resistenza calcestruzzo:	$\gamma_c = 1.50$
larghezza della colonna (equivalente) in dir. y:	$b_y = c_1 = 399 \text{ mm}$
larghezza della colonna (equivalente) in dir. z:	$b_z = c_2 = 399 \text{ mm}$
Altezza utile (media) effettiva del plinto:	$d = 1700 \text{ mm}$
Fattore di eccentricità:	$\beta = 1.04$
Tipo colonna: "interno", di "bordo", di "angolo":	$C_{type} = \text{"angolo"}$
"Offset" da bordo (0 se colonna interna):	$x = 600 \text{ mm}$
Perimetro del palo/pilastro equivalente:	$u_{0str} = \text{"min (3 \times d, b_y + b_z)"}$ $u_0 = 798 \text{ mm}$
Tensione di progetto di punzonamento (eq. 6.38):	$V_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_0 \times d) = 1.116 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto a compressione cls:	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 14 \text{ N/mm}^2$
Fattore di riduzione della resistenza:	$v = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.54$
Massima resistenza tensione di punzonamento:	$V_{Rd,max} = 0.5 \times v \times f_{cd} = 3.71 \text{ N/mm}^2$

OK - La tensione di progetto a punzonamento a filo pilastro/palo è minore della tensione resistente di punzonamento



13.4.3 Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza 2d

Area dell'acciaio teso in direzione y:	$A_{sly} = 2454 \text{ mm}^2/\text{m}$
--	--

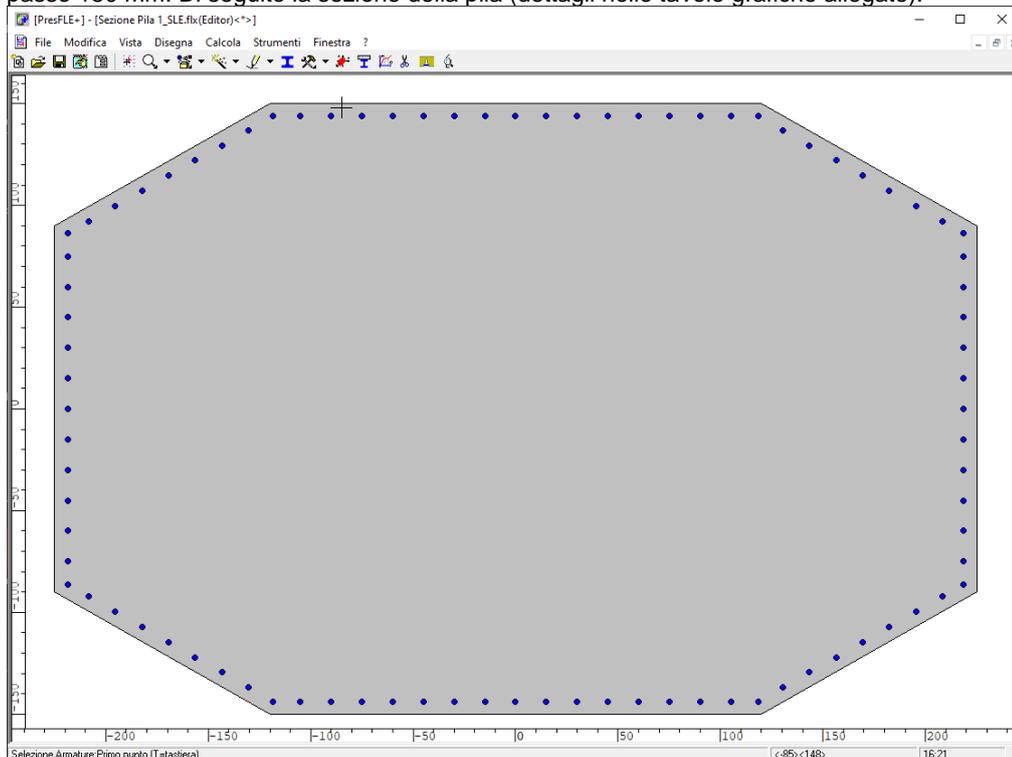
progettazione ati:

Area dell'acciaio teso in direzione z:	$A_{slz} = 2454 \text{ mm}^2/\text{m}$
Distanza di controllo da filo pilastro:	$2 \times d = 3400 \text{ mm}$
Perimetro di controllo di base a distanza 2d:	$u_1 = "b_y + b_z + \pi \times d / 2"$ $u_1 = 3468 \text{ mm}$
Tensione di progetto a punzonamento (eq. 6.38):	$V_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_1 \times d) = 0.257 \text{ N/mm}^2$
Rapporto di armatura in dir. y sull'altezza utile:	$\rho_{ly} = A_{sly} / d = 0.001$
Rapporto di armatura in dir. z sull'altezza utile:	$\rho_{lz} = A_{slz} / d = 0.001$
Tasso effettivo di armatura a trazione:	$\rho_1 = \min(\sqrt{[\rho_{ly} \times \rho_{lz}]}, 0.02) = 0.001$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = 0.120 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente k:	$k = \min(1 + \sqrt{[200 \text{ mm} / d]}, 2) = 1.343$
Valore minimo della tensione di taglio (eq. 6.3N):	$v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times \sqrt{[f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2]} = 0.322 \text{ N/mm}^2$
Tensione resistente senza armature (eq. 6.47):	$V_{Rd,c} = \max(v_{min}, C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{1/3}) = 0.322 \text{ N/mm}^2$

OK - La tensione di progetto a punzonamento è minore della resistenza a punzonamento

13.5 Verifiche a pressoflessione su sezione pila allo spiccato

La sezione della pila allo spiccato (fusto a sezione costante lungo tutta l'altezza) è stata armata con 88 ferri $\phi 30$ (acciaio B450C) passo 150 mm. Di seguito la sezione della pila (dettagli nelle tavole grafiche allegate):



Allo spiccato della pila, nel suo baricentro, si hanno le seguenti sollecitazioni:

SLU_01

Assiale compressione:	$N_{Ed} = 49050 \text{ kN}$; (compressione)
Momento longitudinale:	$M_{Ed,X} = 4536 \text{ kNm}$; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
Momento trasversale:	$M_{Ed,Y} = 34792 \text{ kNm}$; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
Taglio vettoriale:	$H_{Ed} = 773 \text{ kN}$

SLV_03 (N_{max})

Assiale compressione:	$N_{Ed} = 35916 \text{ kN}$; (compressione)
Momento longitudinale:	$M_{Ed,X} = 51720 \text{ kNm}$; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
Momento trasversale:	$M_{Ed,Y} = 8400 \text{ kNm}$; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
Taglio vettoriale:	$H_{Ed} = 6899 \text{ kN}$

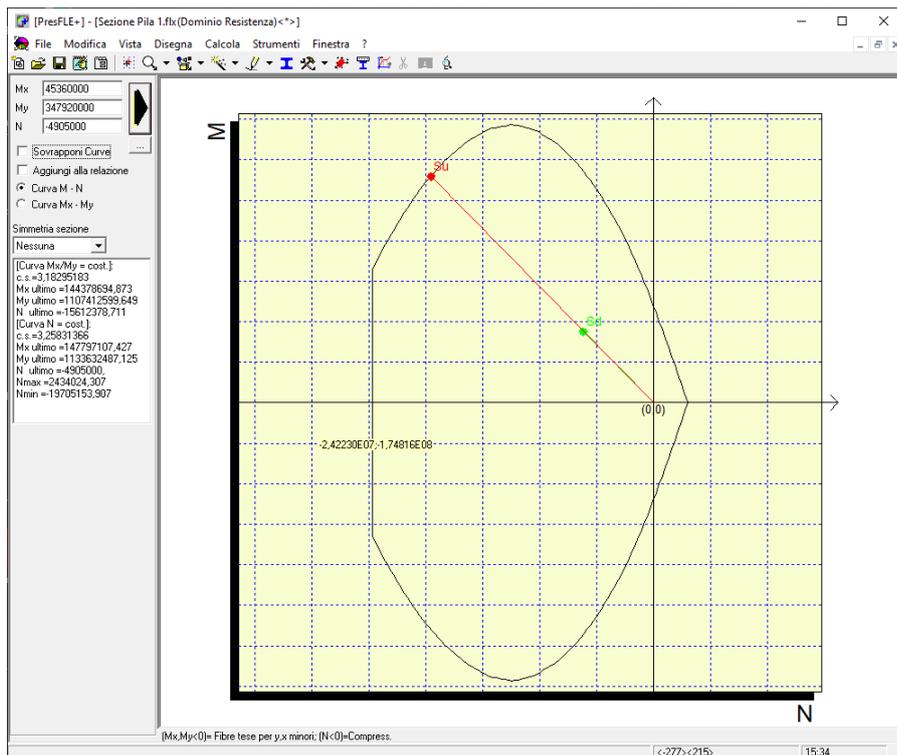
progettazione ati:

SLV_03 (N_{min})

Assiale compressione:
Momento longitudinale:
Momento trasversale:
Taglio vettoriale:

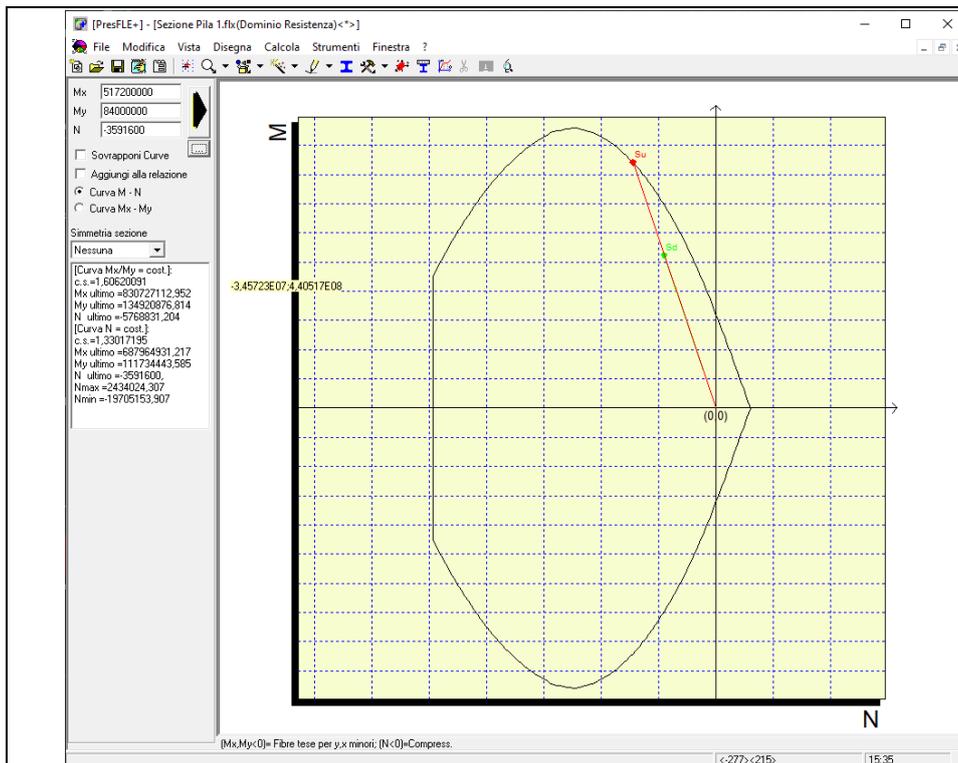
$N_{Ed} = 25716$ kN; (compressione)
 $M_{Ed,X} = 51720$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
 $M_{Ed,Y} = 8400$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
 $H_{Ed} = 6899$ kN

13.5.1 *Esito verifiche allo stato limite ultimo*

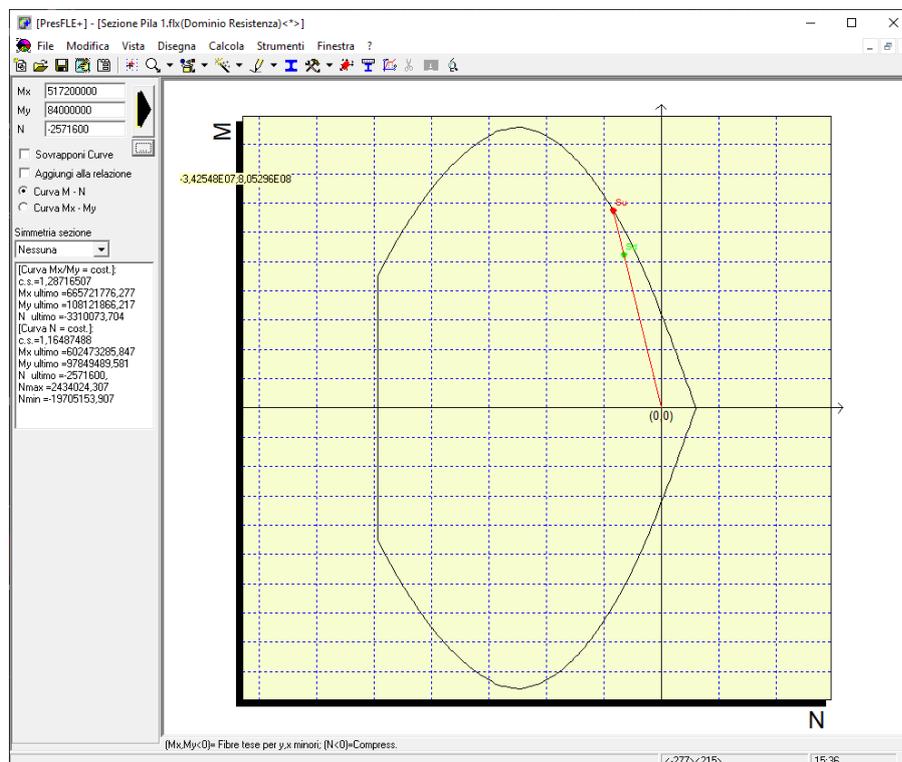


VERIFICATO

progettazione ati:



VERIFICATO



VERIFICATO

progettazione ati:

13.5.2 Esito verifiche allo stato limite di esercizio

Si hanno le seguenti combinazioni di riferimento (magiormente indicative):

SLE-rara

Assiale compressione:

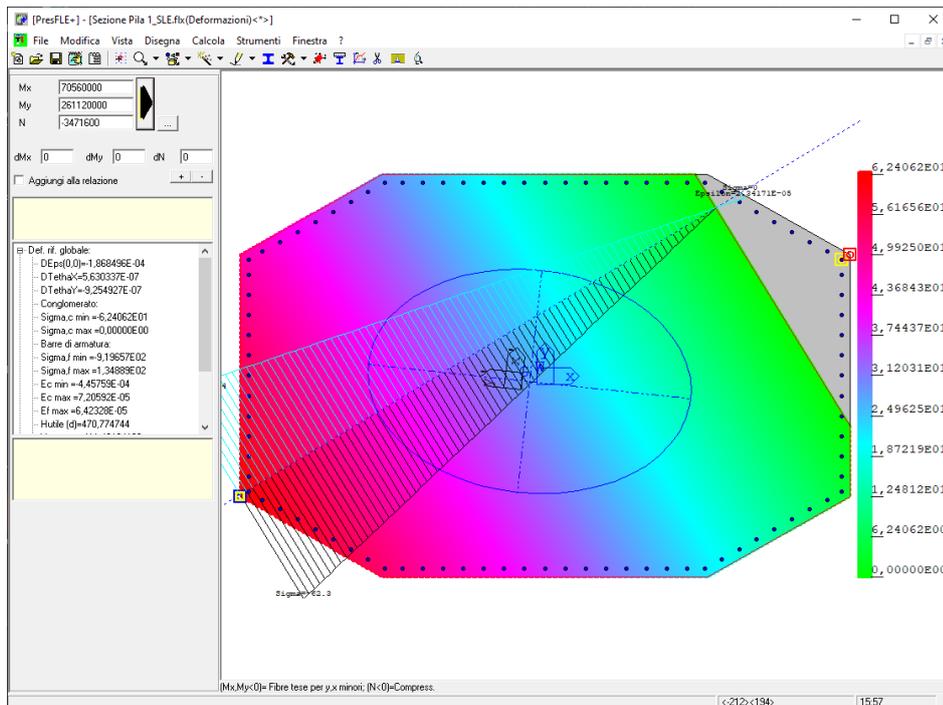
$N_{Ed} = 34716$ kN; (compressione)

Momento longitudinale:

$M_{Ed,X} = 7056$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)

Momento trasversale:

$M_{Ed,Y} = 26112$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)



Massima tensione nel cls compresso:

$$\sigma_{c,RA} = 6.33 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$$

(NTC2018, eq. 4.1.15) - **VERIFICATO**

Massima tensione nelle armature:

$$\sigma_{s,RA} = 91.96 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

(NTC2018, eq. 4.1.17) - **VERIFICATO**

progettazione ati:

SLE-frequente

Assiale compressione:

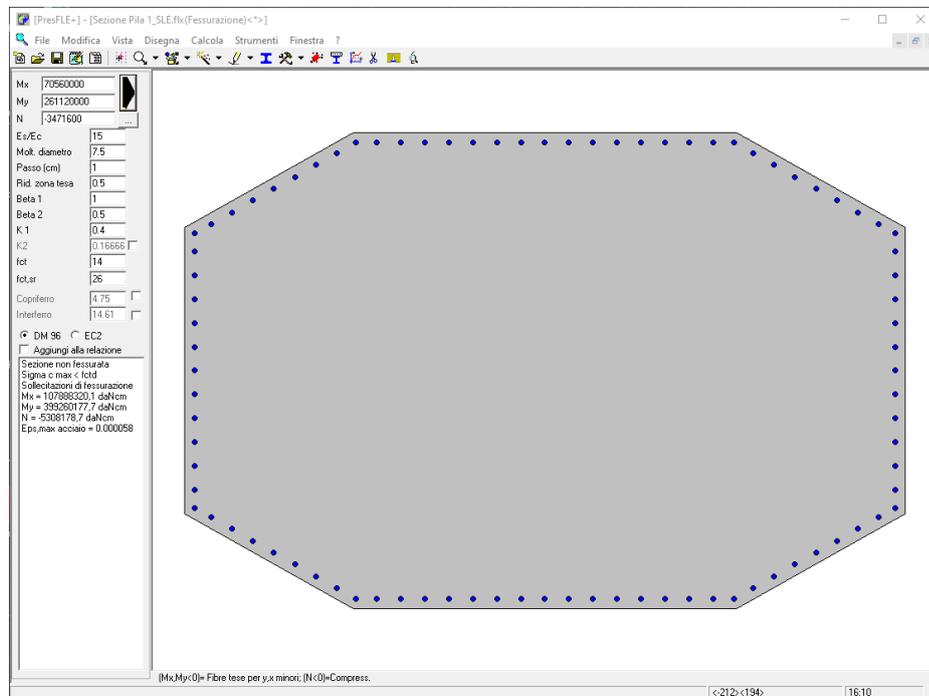
$N_{Ed} = 34716$ kN; (compressione)

Momento longitudinale:

$M_{Ed,X} = 7056$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)

Momento trasversale:

$M_{Ed,Y} = 26112$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)



Combinazione frequente, sezione:

non fessurata. - **VERIFICATO**

13.6 Verifica a taglio sezione spiccato pila

Si assimila la sezione della pila allo spiccato a una sezione rettangolare equivalente (semplificata in sicurezza). In particolare si assume una larghezza pari alla larghezza massima della pila ($b_w = 450$ cm) e un'altezza pari al tratto di calcestruzzo ad altezza costante $H = 180$ cm. Come armatura reagente a taglio si considera solo quella tesa compresa nel tratto teso di condizione di flessione retta ($A_{sl} = 30\phi 30 = 21200$ mm²).

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

Minima larghezza della sezione a taglio:	$b_w = 4500$ mm
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = 1800$ mm
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = 1700$ mm
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = 32$ N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.1$ N/mm ² (EC2 eq.3.15, NTC2018)
Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:	$A_{sl} = 21200$ mm ²
Valore del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 6900.0$ kN
Braccio di leva a flessione:	$z = 1615$ mm
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$v_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 0.9$ N/mm ²
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.003$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18$ N/mm ² / $\gamma_c = 0.120$ N/mm ² $k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.343$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 2551.9$ kN
Tensione minima di taglio:	$v_{min} = 0.035$ N/mm ² $\times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.3$ N/mm ²
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:	$N_{Ed} = 1200$ kN

progettazione ati:

Area della sezione trasversale in cls:	$A_C = b_w \times h = 8100000 \text{ mm}^2$
Tensione sulla sezione per azione assiale:	$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = 0.15 \text{ N/mm}^2$ $k_1 = 0.15 \text{ (NTC2018, eq. 4.1.23)}$
Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):	$V_{Rd,c,min} = (V_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 2527.3 \text{ kN}$
Per la sezione in oggetto risulta quindi:	$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 2552 \text{ kN (NTC2018, eq. 4.1.23)}$ $V_{Ed} / V_{Rd} = 2.704 > 1$

Necessarie apposite armature di cucitura a taglio

Area dell'armatura di cucitura al taglio da prevedere (EC2 p.to 6.2.3(4), NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.2)

Tensione di snervamento delle armature a taglio:	$f_{ywk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza acciaio:	$\gamma_s = 1.15 \text{ (NTC2018 p.to 4.1.2.1.1.3)}$
Tensione di progetto degli acciai a taglio:	$f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2 \text{ (NTC2018 eq. 4.1.5)}$
Angolo di inclinazione della armature a taglio rispetto all'asse longitudinale dell'elemento a verifica:	$\alpha = 90.0 \text{ deg}$
Fattore di riduzione (EC2 p.to 6.2.3(3), NTC2018):	$v_1 = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.5$
Coefficiente d'interazione assiale:	$\alpha_{cw} = 1.00 \text{ (EC2 p.to 6.2.3(3))}$
Inclinazione della biella convezionale compressa:	$\theta = \max(0.5 \times A \sin(2 \times V_{Ed} / (\alpha_{cw} \times f_{cd} \times v_1)), 21.8 \text{ deg}) = 21.8 \text{ deg}$
Area dell'armatura a taglio richiesta (EC2 eq. 6.13):	$A_{sw,req} = V_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = 4367 \text{ mm}^2/\text{m}$

Area minima e aree di cucitura da disporre a taglio (EC2 eqg. 9.4-9.5N)

$A_{sw,min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{ywk} \times b_w \times \sin(\alpha) = 4525 \text{ mm}^2/\text{m}$

Area dell'armatura a taglio (min) da disporre:	$A_{sw} = \max(A_{sw,req}, A_{sw,min}) = 4525 \text{ mm}^2/\text{m}$
Max passo longitudinale armature a taglio:	$s_{l,max} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = 1275 \text{ mm (EC2, eq. 9.6N)}$
Max distanza trasversale bracci armature taglio:	$s_{t,max} = \min(0.75 \times d, 600 \text{ mm}) = 600 \text{ mm (EC2, eq. 9.8N)}$

progettazione ati:

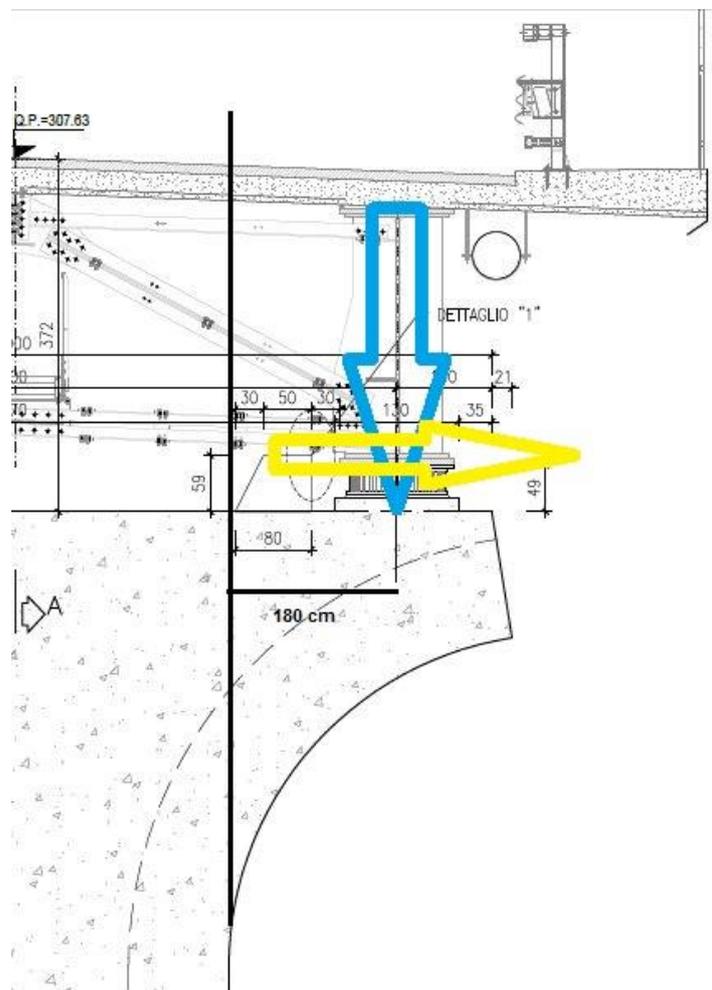
13.7 Verifica sbalzo mensola tozza: verifica armature pulvino

13.7.1 Modello di calcolo adottato

Il modello di calcolo adottato è quello di mensola tozza. La larghezza della biella convenzionale di calcestruzzo compresso è assunto pari alla larghezza del pulvino (costante, lungo la direzione parallela all'asse del tracciato).

13.7.2 Geometria dello sbalzo del pulvino

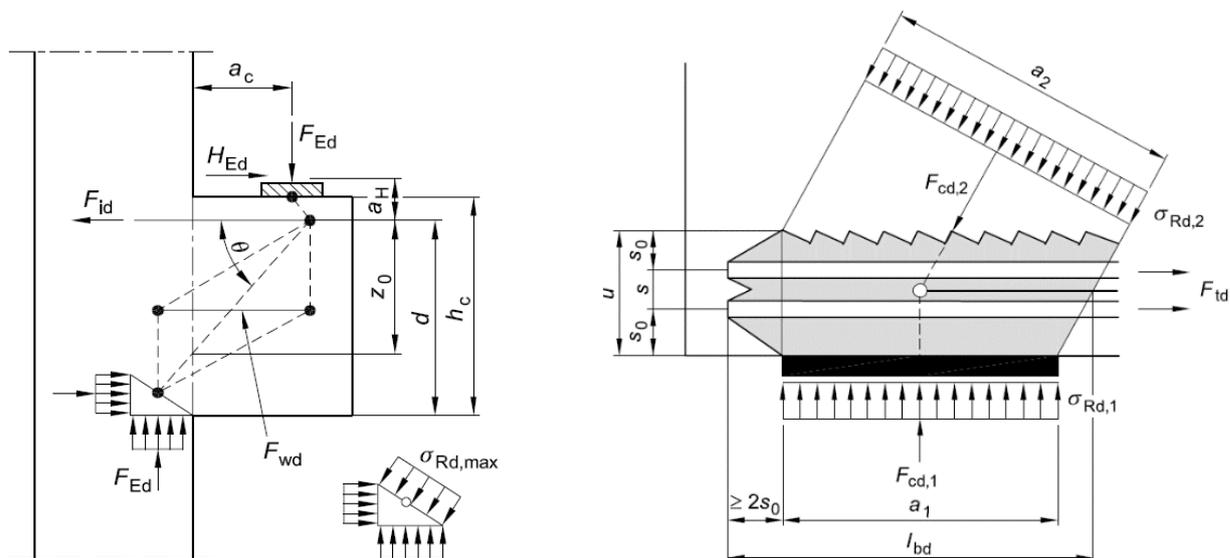
Ampiezza sbalzo da filo fusto elevazione:	$a = 1800 \text{ mm}$
Ampiezza mensola tozza (costante):	$b = 3000 \text{ mm}$
Larghezza biella convenzionale compressa:	$b_w = b = 3000 \text{ mm}$
Altezza (costante) di riferimento assunta:	$h_c = 3500 \text{ mm}$



progettazione ati:

13.7.3 Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005

Schemi di calcolo indicati nel corpo degli Eurocodici, presi in considerazione nel modello di calcolo adottato nella presente relazione di calcolo.



13.7.4 Caratteristiche di progetto

Caratteristiche del materiale calcestruzzo

Resistenza caratteristica a compressione:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza – Tabella 2.1N:	$\gamma_c = 1.5$
Coefficiente di compressione α_{cc} – cl.3.1.6(1):	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, p.to 4.1.2.1.1)
Resistenza di progetto a compressione - eq.3.15:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Nodo compresso, fattore k_1 – cl.6.5.4(4)a):	$k_1 = 1.00$
Nodo compresso/teso, fattore k_2 – cl.6.5.4(4)b):	$k_2 = 0.85$
Nodo compresso/teso, fattore k_3 – cl.6.5.4(4)c):	$k_3 = 0.75$
Fattore riduttivo di resistenza – cl.6.5.2(2):	$v' = [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.87$

13.7.5 Dettagli armature

Resistenza caratteristica a snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza – Tab. 2.1N:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.5)

progettazione ati:

13.7.6 Carichi agenti (SLU/SLV)

Tra le due combinazioni di carico SLV e SLU si considera quella la cui somma a trazione $F_{Ed} + H_{Ed}$ (da assorbire alle armature tese del modello tirante-puntone) risulta maggiore:

Forza assiale trasmessa dall'impalcato:	$F_{Ed} = 19790.0$ kN
Forza di taglio agente per effetto vento:	$H_{Ed} = 500.0$ kN (a ponte carico)
Distanza azione (F_{Ed}) da filo fusto pila:	$a_c = 1800$ mm

13.7.7 Armature longitudinali a trazione (pulvino a sbalzo)

Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione:	$i_{main} = 150$ mm
Diametro barre longitudinali (filanti) a trazione:	$\phi_{main} = 26$ mm
Diametro ferri di ripartizione (staffe esterne):	$\phi_{main,rip} = 16$ mm
Diametro barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$\phi_{spez} = 26$ mm
Diametro distanziatori (II/III strati rinforzo):	$d_{dist} = \phi_{spez} = 26$ mm
Interasse barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$i_{spez} = 150$ mm
Numero layer a trazione disposti:	$N_{layer} = 3$
Numero di barre filanti in trazione in b_w :	$N_{main} = b_w / i_{main} = 20.0$
Numero di aggiuntivi in trazione in b_w :	$N_{spez} = (N_{layer} - 1) \times b_w / i_{spez} = 40.0$
Area armatura effettivamente in trazione:	$A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times \phi_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times \phi_{spez}^2 / 4 = 31856$ mm ²
Copri ferro nominale (armature più esterne):	$C_{nom} = 50$ mm
Copri ferro effettivo armature a trazione (tirante):	$C_{nom,eff} = C_{nom} + \phi_{main,rip} + \max(\phi_{main}, \phi_{spez}) \times (2 \times N_{layer} - 1) / 2 = 131$ mm
Altezza utile da baricentro barre a trazione:	$d = h_c - C_{nom,eff} = 3369$ mm

Nodo N-1 - reazioni vincolari interne convenzionali

Fattore di riduzione di tensione – cl.6.5.2(2):	$\nu' = 0.87$
Tensioni nei nodi compressi, cl.6.5.4.(4)a:	$\sigma_{1Rd} = k_1 \times \nu' \times f_{cd} = 15.81$ N/mm ²
Larghezza reazione biella compressa verticale:	$X1 = F_{Ed} / (\sigma_{1Rd} \times b_w) = 417.2$ mm
Semilarghezza reazione biella verticale per N-1:	$X1 / 2 = 208.6$ mm
Equilibrio momenti rispetto al polo A:	$M_a = F_c \times (d - Y1 / 2) = F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + H_{Ed} \times d_1$
Sostituzione della funzione:	$F_c = Y1 \times \sigma_{1Rd} \times b_w$
Costanti dell'equazione quadratica (equilibrio momenti):	$C1 = b_w \times \sigma_{1Rd}$
	$C2 = 2 \times b_w \times \sigma_{1Rd} \times d$
	$C3 = 2 \times F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + 2 \times H_{Ed} \times d_1$
Risolvendo su Y1 (altezza del vincolo interno):	$Y1 = -(-C2 + (C2^2 - 4 \times C1 \times C3)^{1/2}) / (2 \times C1) = 259.2$ mm
Altezza verticale dell'impronta vincolare in N-1:	$Y1 / 2 = 129.6$ mm

Angolo di inclinazione della biella convenzionale compressa

$$\theta = \arctan((d - Y1 / 2) / (a_c + X1 / 2)) = 58.2^\circ$$

$$\tan(\theta) = 1.61$$

NOTA - L'angolo θ rientra nel limite $1.00 \leq \tan(\theta) \leq 2.50$

Braccio di leva a flessione (modello "tirante-puntone")

Braccio di leva interno:	$z = d - Y1 / 2 = 3239$ mm
--------------------------	----------------------------

Verifica tensione di compressione della biella compressa nel nodo N-2

Reazione vincolare interna orizzontale in N-1:	$F_c = Y1 \times b_w \times \sigma_{1Rd} = 12294.2$ kN
Forza vincolare lungo la biella compressa:	$F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 23297.9$ kN
Secondo Fig.6.27 in EC2, si ha:	$u = 2 \times (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 314$ mm
Larghezza della biella compressa – Fig.6.27, EC2:	$a_2 = a_1 \times \sin(\theta) + u \times \cos(\theta) = 919$ mm
Tensione nella biella convenzionale compressa:	$\sigma_{str} = F_{str} / (a_2 \times b_w) = 8.45$ N/mm ²
Tensione di sicurezza – cl.6.5.4(4) b:	$\sigma_{2Rd} = k_3 \times \nu' \times f_{cd} = 11.86$ N/mm ²

OK - La tensione nella biella di cls rientra nel limite massimo

progettazione ati:

Verifica a schiacciamento biella convenzionale compressa

Altezza plinto di fondazione nella sezione per F_{Ed} : $h_a = h_c = 3500$ mm
 Distanza effettiva barre nella sezione per F_{Ed} : $d_a = h_a - (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 3343$ mm
 Compressione assiale per sforzo normale nel cls: $\sigma_{cp} = -H_{Ed} / (b_w \times h_a) = -0.05$ N/mm²
 Coefficiente di compressione - cl.6.2.3(3): $\alpha_{cw} = 1.000$
 Fattore di riduzione resistenza a taglio: $\nu_1 = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.523$
 Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 23297.9$ kN
 Massima resistenza a schiacciamento - cl.6.2.3(2): $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times \nu_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = 41293.2$ kN
OK - La forza di compressione nella biella è minore del limite a schiacciamento

Forza di trazione nelle barre portanti (modello tirante-puntone)

Dall'equilibrio alla traslazione orizzontale: $F_t = F_c + H_{Ed} = 12794.2$ kN
 Controllo quantitative armature a trazione (tirante)
 Quantitativo minimo di area di barre a trazione: $A_{s,main_min} = F_t / f_{yd} = 32696$ mm²
 Quantitativo di armatura effettiva disposta: $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times D_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times D_{spez}^2 / 4 = 37322$ mm²
 Rapporto quantitativi di armatura (portante): $R_{steel} = A_{s,main_min} / A_{s,main} = 0.876$
OK - Quantitativo di armatura tesa disposta sufficiente

Verifica massimi interessi armature diffuse - EC2 p.to 9.3.1.1(3)

Altezza (costante) della sezione resistente: $h_c = 3500$ mm
 Passo massimo armature diffuse principali: $s_{max,slabs,p} = \min(2 \times h_c, 250 \text{ mm}) = 250$ mm
 Passo massimo armature diffuse secondarie: $s_{max,slabs,s} = \min(3 \times h_c, 400 \text{ mm}) = 400$ mm
 Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione: $i_{main} = 150$ mm
 Interasse barre longitudinali secondarie: $i_{rip} = 150$ mm
OK - Massimi interessi armature diffuse rispettati

Riepilogo armature disposte (diffuse e concentrate)

Diametro armatura esterna di staffaggio: $\phi_{main,rip} = 16$ mm (staffatura esterna)
 Interasse armatura diffusa secondaria: $i_{rip} = 150$ mm (interasse staffatura)

Diametro armatura diffusa portante (I layer): $\phi_{main} = 26$ mm (layer esterno)
 interasse armature diffusa portante: $i_{main} = 150$ mm
 numero barre I layer (esterno): $N_{main} = 20\phi 26$

Diametro distanziatori (strati armature aggiuntive): $d_{dist} = \phi_{spez} = 26$ mm
 Diametro barre portanti aggiuntive (layer interni): $\phi_{spez} = 26$ mm
 Interasse barre portanti aggiuntive (layer interni): $i_{spez} = 150$ mm
 Numero barre totali da calcolo (su layer interni): $N_{spez} = 40.0$
 Numero barre aggiuntive disposti (layer interni): $N_{spez,eff} = 40\phi 26$

progettazione ati:

13.8 Verifica curvatura convenzionale di prima plasticizzazione

Le sollecitazioni maggiormente gravose nella sezione del fusto pila allo spiccato sono le seguenti:

SLU_01

Assiale compressione:	$N_{Ed} = 49050$ kN; (compressione)
Momento longitudinale:	$M_{Ed,X} = 4536$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
Momento trasversale:	$M_{Ed,Y} = 34792$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
Taglio vettoriale:	$H_{Ed} = 773$ kN

SLV_03 (N_{max})

Assiale compressione:	$N_{Ed} = 35916$ kN; (compressione)
Momento longitudinale:	$M_{Ed,X} = 51720$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
Momento trasversale:	$M_{Ed,Y} = 8400$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
Taglio vettoriale:	$H_{Ed} = 6899$ kN

SLV_03 (N_{min})

Assiale compressione:	$N_{Ed} = 25716$ kN; (compressione)
Momento longitudinale:	$M_{Ed,X} = 51720$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
Momento trasversale:	$M_{Ed,Y} = 8400$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
Taglio vettoriale:	$H_{Ed} = 6899$ kN

Le sollecitazioni flessionali più gravose in termini di verifica delle curvature di prima plasticizzazione sono trasversali (impegnano la dimensione maggiore della sezione resistente della pila) e longitudinali (impegnano la dimensione minore della sezione resistente della pila). Di seguito, le coordinate della carpenteria della sezione della pila allo spiccato e relative armature.

progettazione ati:

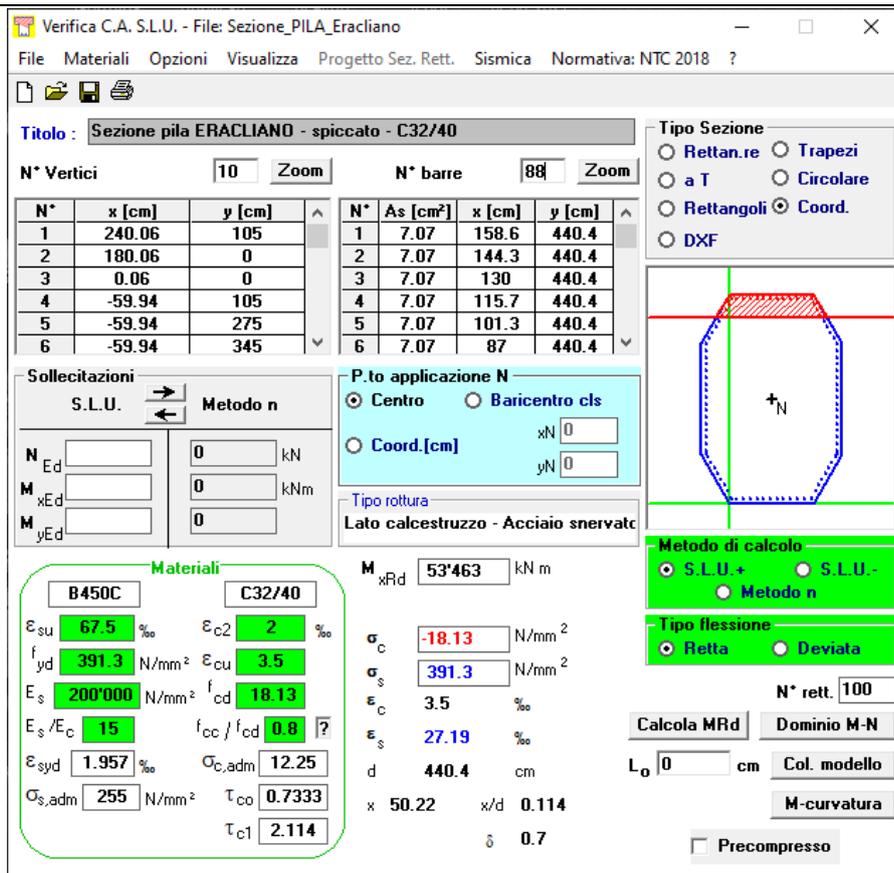
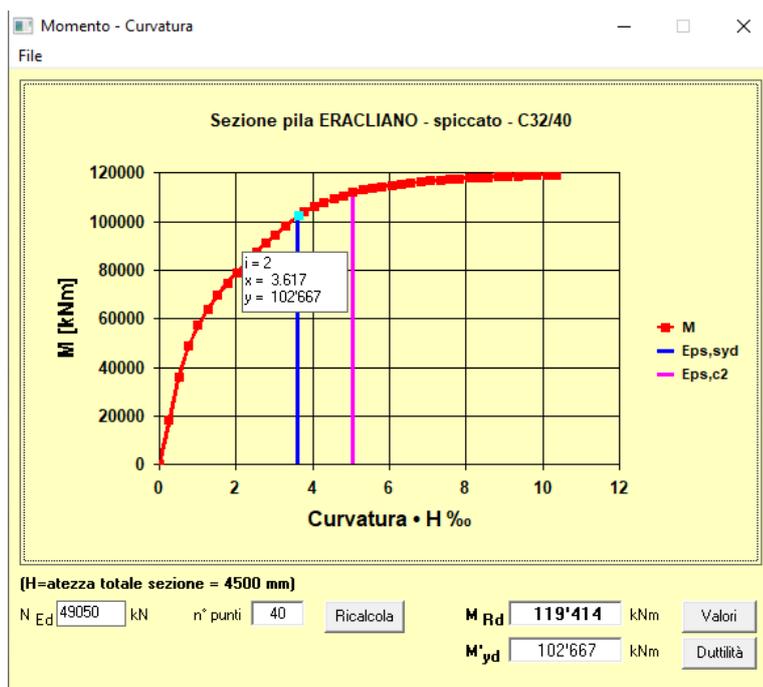
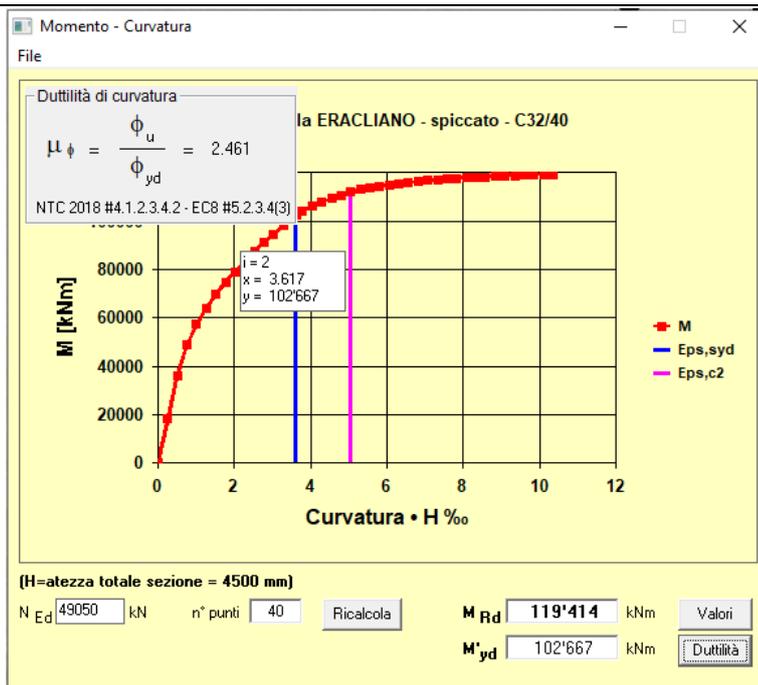


Figura 4 - Dati geometria carpenteria e armature pila allo spiccato - 88 ϕ 30 (dati su VcaSlu)



comb. SLU_01

progettazione ati:



comb. SLU_01

Momento - Curvatura

File

Curv. - H [%]	M [kN m]	eps Cls [%]	eps Acc [%]	N Cls [kN]
0.253	18'071.36	0.348	-0.101	46'204.77
0.505	35'977.63	0.478	0.017	46'199.79
0.758	48'681.88	0.596	0.146	46'342.12
1.010	57'349.33	0.701	0.287	46'648.16
1.263	64'048.24	0.799	0.437	47'059.13
1.515	69'669.11	0.891	0.591	47'539.06
1.768	74'626.55	0.980	0.750	48'066.77
2.020	79'140.55	1.066	0.911	48'628.57
2.273	83'339.03	1.150	1.074	49'215.01
2.525	87'301.05	1.233	1.238	49'819.19
2.778	91'078.10	1.315	1.404	50'435.86
3.030	94'704.57	1.396	1.570	51'060.88
3.283	98'204.31	1.477	1.736	51'690.88
3.617	102'667.12	1.583	1.957	52'527.20
3.788	104'182.77	1.635	2.073	52'760.79
4.041	106'167.71	1.709	2.245	53'055.96
4.293	107'901.69	1.783	2.419	53'301.20
4.546	109'431.16	1.856	2.593	53'505.48
4.799	110'767.47	1.928	2.768	53'679.70

(H=altezza totale sezione = 4500 mm)

N_{Ed} 49050 kN n° punti 40 Ricalcola

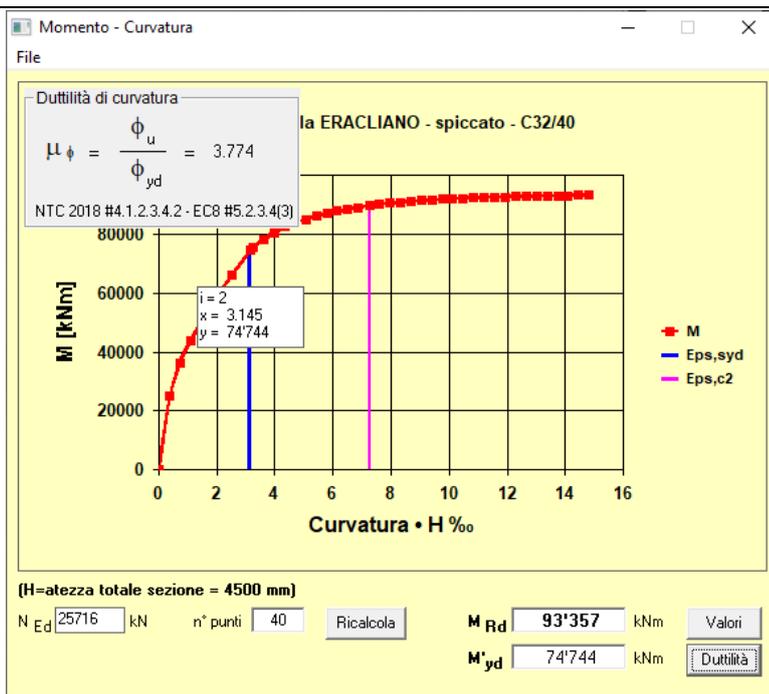
M_{Rd} 119'414 kNm Grafico

M'_{yd} 102'667 kNm Duttilità

comb. SLU_01

Domanda in termini di duttilità di curvatura: $\mu_{Ed} < 0.505/1000 < \mu_{\phi}(N_{Ed}) = 3.617/1000 \rightarrow$ per $M_{Ed,y} = 34792$ kNm (VERIFICATO)

progettazione ati:



SLV_03 (N_{min})

Momento - Curvatura

File

Curv. - H [‰]	M [kN m]	eps Cls [‰]	eps Acc [‰]	N Cls [kN]
0.362	25'104.19	0.290	0.064	24'346.08
0.723	36'439.49	0.428	0.280	24'959.64
1.085	43'798.02	0.545	0.516	25'843.26
1.446	49'984.73	0.653	0.762	26'845.85
1.808	55'650.51	0.756	1.013	27'911.69
2.169	61'027.79	0.856	1.267	29'013.43
2.531	66'219.08	0.955	1.522	30'135.36
3.145	74'743.82	1.121	1.957	32'060.68
3.254	75'712.61	1.149	2.036	32'272.54
3.616	78'485.39	1.236	2.302	32'878.27
3.977	80'712.56	1.321	2.572	33'357.95
4.339	82'554.85	1.402	2.844	33'745.48
4.700	83'998.92	1.481	3.119	34'024.07
5.062	85'201.04	1.558	3.396	34'240.25
5.423	86'235.42	1.633	3.675	34'414.19
5.785	87'132.84	1.707	3.955	34'552.73
6.146	87'920.61	1.780	4.236	34'662.85
6.508	88'622.42	1.852	4.518	34'751.59

(H=altezza totale sezione = 4500 mm)

N_{Ed} 25716 kN n° punti 40 Ricalcola

M_{Rd} 93357 kNm Grafico

M'_{yd} 74744 kNm Duttilità

SLV_03 (N_{min})

Domanda in termini di duttilità di curvatura: $\mu_{Ed} < 0.3/1000 < \mu_{\phi}(N_{Ed}) = 3.617/1000 \rightarrow$ per $M_{Ed,Y} = 8400$ kNm (VERIFICATO)

SLU_01

Assiale compressione:

$N_{Ed} = 49050$ kN; (compressione)

Momento longitudinale:

$M_{Ed,X} = 4536$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)

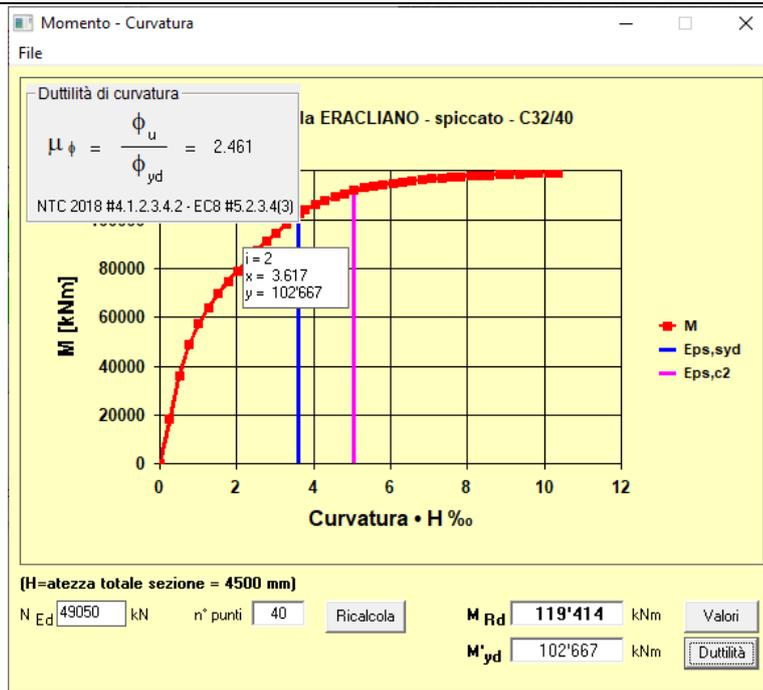
Momento trasversale:

$M_{Ed,Y} = 34792$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)

Taglio vettoriale:

$H_{Ed} = 773$ kN

progettazione ati:



comb. SLU_01

Curv. - H [‰]	M [kN m]	eps Cls [‰]	eps Acc [‰]	N Cls [kN]
0.253	18'071.36	0.348	-0.101	46'204.77
0.505	35'977.63	0.478	0.017	46'199.79
0.758	48'681.88	0.596	0.146	46'342.12
1.010	57'349.33	0.701	0.287	46'648.16
1.263	64'048.24	0.799	0.437	47'059.13
1.515	69'669.11	0.891	0.591	47'539.06
1.768	74'626.55	0.980	0.750	48'066.77
2.020	79'140.55	1.066	0.911	48'628.57
2.273	83'339.03	1.150	1.074	49'215.01
2.525	87'301.05	1.233	1.238	49'819.19
2.778	91'078.10	1.315	1.404	50'435.86
3.030	94'704.57	1.396	1.570	51'060.88
3.283	98'204.31	1.477	1.736	51'690.88
3.617	102'667.12	1.583	1.957	52'527.20
3.788	104'182.77	1.635	2.073	52'760.79
4.041	106'167.71	1.709	2.245	53'055.96
4.293	107'901.69	1.783	2.419	53'301.20
4.546	109'431.16	1.856	2.593	53'505.48
4.798	110'789.47	1.928	2.768	53'679.78

(H=altezza totale sezione = 4500 mm)

N_{Ed} 49050 kN n° punti 40 Ricalcola M_{Rd} 119'414 kNm Grafico
 M'_{yd} 102'667 kNm Duttilità

comb. SLU_01

Domanda in termini di duttilità di curvatura: $\mu_{Ed} < 0.505/1000 < \mu_{\phi}(N_{Ed}) = 3.617/1000 \rightarrow$ per $M_{Ed,Y} = 34792$ kNm (VERIFICATO)

progettazione ati:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sezione2_PILA_Eracliano

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Sezione pila ERACLIANO - spiccato - C32/40

N° Vertici: 10 Zoom N° barre: 88 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	105.06	-240	1	7.07	440.5	-158.5
2	0.06	-180	2	7.07	440.5	-144.2
3	0.06	0	3	7.07	440.5	-129.9
4	105.06	60	4	7.07	440.5	-115.6
5	275.06	60	5	7.07	440.5	-101.3
6	345.06	60	6	7.07	440.5	-87

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

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

Tipo flessione
 Retta Deviato

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

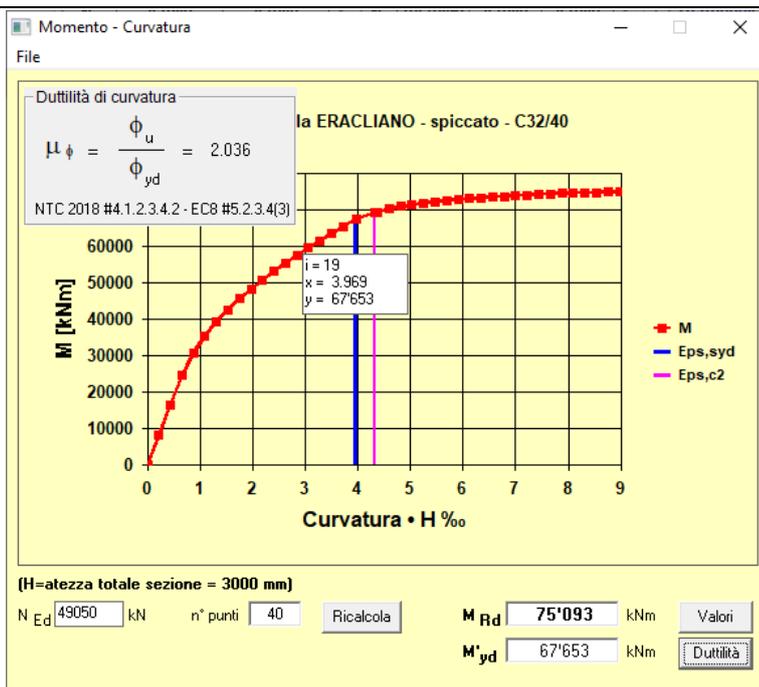
Figura 5 - Sezione pila allo spiccato - 88φ30 (dati su VcaSlu)

SLV_03 (N_{min})

Assiale compressione:
 Momento longitudinale:
 Momento trasversale:
 Taglio vettoriale:

N_{Ed} = 25716 kN; (compressione)
 M_{Ed,X} = 51720 kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
 M_{Ed,Y} = 8400 kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
 H_{Ed} = 6899 kN

progettazione ati:



SLV_03 (N_{min})

Momento - Curvatura

File

Curv. H [%]	M [kN m]	eps Cls [%]	eps Acc [%]	N Cls [kN]
0.219	8'300.46	0.392	-0.180	45'369.67
0.438	16'552.25	0.504	-0.080	45'327.21
0.656	24'580.19	0.617	0.018	45'271.05
0.875	30'805.63	0.723	0.124	45'308.97
1.094	35'552.05	0.821	0.238	45'450.72
1.313	39'413.67	0.913	0.358	45'668.64
1.531	42'731.15	1.001	0.481	45'940.37
1.750	45'686.80	1.086	0.608	46'251.38
1.969	48'387.08	1.169	0.737	46'591.63
2.188	50'898.30	1.250	0.868	46'953.82
2.407	53'263.88	1.330	1.000	47'332.44
2.625	55'513.30	1.408	1.133	47'723.14
2.844	57'667.24	1.487	1.267	48'122.45
3.063	59'740.39	1.564	1.401	48'527.45
3.282	61'743.42	1.642	1.535	48'935.70
3.500	63'684.14	1.719	1.669	49'345.04
3.719	65'568.19	1.797	1.804	49'753.56
3.969	67'653.26	1.885	1.957	50'216.32
4.222	69'942.64	1.969	2.100	50'736.04

(H=altezza totale sezione = 3000 mm)

N_{Ed} 49050 kN n° punti 40 Ricalcola

M_{Rd} 75'093 kNm Grafico

M'_{yd} 67'653 kNm Duttilità

SLV_03 (N_{min})

Domanda in termini di duttilità di curvatura: $\mu_{Ed} < 2.188/1000 < \mu_{\phi}(N_{Ed}) = 3.969/1000 \rightarrow$ per $M_{Ed,x} = 51720$ kNm (VERIFICATO)

progettazione ati:

14 VERIFICA BAGGIOLI DI APPOGGIO

Pila Verifica allo SLU

Baggiolo - caratteristiche geometriche

B =	1.30 m	(dimensione longitudinale)
H =	1.30 m	(dimensione trasversale)
h =	0.15 m	(altezza)
A _c =	1.69 m ²	(area di impronta del baggiolo)

Apparecchio di appoggio

tipo =	Isolatore -	
N _u =	19790 kN	(carico ultimo verticale)
H _{lu} =	170 kN	(carico ultimo orizzontale longitudinale)
H _{tu} =	500 kN	(carico ultimo orizzontale trasversale)
φ =	1.00 m	(diametro dell'apparecchio)
A _{co} =	0.79 m ²	(area caricata)
A _{c1} =	1.33 m ²	(area diffusa massima che è possibile iscrivere nell'area totale A _c)

Materiali

R _{ck} =	45 Mpa	
f _{ctd} =	1.49 Mpa	
f _{cd} =	23.34 Mpa	
f _{yd} =	391 Mpa	
β =	0.2 -	(contributo dovuto alla coesione)
μ =	0.6 -	(contributo dovuto all'attrito)

Caratteristiche della sollecitazione

N _{max} =	19790 kN	(carico verticale massimo)
N _{min} =	3030 kN	(carico verticale minimo derivante dall'impalcato)
H _{max} =	528 kN	

Verifica allo scorrimento

A _a = 2x(8+8)φ25 =	157 cm ²	(armatura baggioli)
ρ = A _a /A _c =	1% -	(rapporto di armatura)
σ _{cd} = N _{min} /A _c =	1.79 Mpa	(pressione minima di contatto)
T _{sd} =	528 kN	(sforzo massimo orizzontale)
τ _{sd} = T _{sd} /A _c =	0.31 Mpa	
τ _{rd} = βf _{ctd} + μx(ρf _{yd} + σ _{cd}) =	3.56 Mpa	
τ _{rd} = min(τ _{rd} ; 0.25f _{cd}) =	3.56 Mpa	
verifica = τ _{sd} < τ _{rd}	0.31 < 3.56	Mpa

Verifica a compressione

N _{sd} =	19790 kN	(forza verticale di calcolo)
N _{rd} = A _{c0} x f _{cd} x (A _{c1} /A _{c0}) ^{0.5} =	23834 kN	
N _{rd} = min(τ _{rd} ; 3xA _{c0} x f _{cd}) =	23834 kN	
verifica = N _{sd} < N _{rd}	19790 < 23834	kN

Verifica dell'armatura orizzontale

F _b = 0.3xN _{sd} x(A _{c0} /A _{c1}) =	3513 kN	(forza risultante di trazione orizzontale)
A _s = F _b /f _{yd} =	89.78 cm ²	(armatura necessaria)

progettazione ati:

Pila Verifica allo SLV

Baggiolo - caratteristiche geometriche

B =	1.30 m	(dimensione longitudinale)
H =	1.30 m	(dimensione trasversale)
h =	0.15 m	(altezza)
A _c =	1.69 m ²	(area di impronta del baggiolo)

Apparecchio di appoggio

tipo =	Isolatore -	
N _u =	9100 kN	(carico ultimo verticale)
H _{lu} =	330 kN	(carico ultimo orizzontale longitudinale)
H _{tu} =	810 kN	(carico ultimo orizzontale trasversale)
φ =	1.00 m	(diametro dell'apparecchio)
A _{co} =	0.79 m ²	(area caricata)
A _{c1} =	1.33 m ²	(area diffusa massima che è possibile iscrivere nell'area totale A _c)

Materiali

R _{ck} =	45 Mpa	
f _{ctd} =	1.49 Mpa	
f _{cd} =	23.34 Mpa	
f _{yd} =	391 Mpa	
β =	0.2 -	(contributo dovuto alla coesione)
μ =	0.6 -	(contributo dovuto all'attrito)

Caratteristiche della sollecitazione

N _{max} =	9100 kN	(carico verticale massimo)
N _{min} =	5190 kN	(carico verticale minimo derivante dall'impalcato)
H _{max} =	875 kN	

Verifica allo scorrimento

A _a = 2x(8+8)φ25 =	157 cm ²	(armatura baggioli)
ρ = A _a /A _c =	1% -	(rapporto di armatura)
σ _{cd} = N _{min} /A _c =	3.07 Mpa	(pressione minima di contatto)
T _{sd} =	875 kN	(sforzo massimo orizzontale)
τ _{sd} = T _{sd} /A _c =	0.52 Mpa	
τ _{rd} = βf _{ctd} +μx(ρf _{yd} +σ _{cd}) =	4.32 Mpa	
τ _{rd} = min(τ _{rd} ; 0.25f _{cd}) =	4.32 Mpa	

verifica = τ_{sd}<τ_{rd} 0.52 < 4.32 Mpa

Verifica a compressione

N _{sd} =	9100 kN	(forza verticale di calcolo)
N _{rd} = A _{co} x f _{cd} x(A _{c1} /A _{co}) ^{0.5} =	23834 kN	
N _{rd} = min(τ _{rd} ; 3xA _{co} x f _{cd}) =	23834 kN	

verifica = N_{sd}<N_{rd} 9100 < 23834 kN

Verifica dell'armatura orizzontale

F _b = 0.3xN _{sd} x(A _{co} /A _{c1}) =	1615 kN	(forza risultante di trazione orizzontale)
A _s = F _b /f _{yd} =	41.28 cm ²	(armatura necessaria)

progettazione ati:

Spalla Verifica allo SLU

Baggiolo - caratteristiche geometriche

B =	1.00 m	(dimensione longitudinale)
H =	1.00 m	(dimensione trasversale)
h =	0.15 m	(altezza)
A _c =	1.00 m ²	(area di impronta del baggiolo)

Apparecchio di appoggio

tipo =	Isolatore -	
N _u =	8640 kN	(carico ultimo verticale)
H _{lu} =	260 kN	(carico ultimo orizzontale longitudinale)
H _{tu} =	500 kN	(carico ultimo orizzontale trasversale)
φ =	0.70 m	(diametro dell'apparecchio)
A _{co} =	0.38 m ²	(area caricata)
A _{c1} =	0.79 m ²	(area diffusa massima che è possibile iscrivere nell'area totale A _c)

Materiali

R _{ck} =	45 Mpa	
f _{ctd} =	1.49 Mpa	
f _{cd} =	23.34 Mpa	
f _{yd} =	391 Mpa	
β =	0.2 -	(contributo dovuto alla coesione)
μ =	0.6 -	(contributo dovuto all'attrito)

Caratteristiche della sollecitazione

N _{max} =	8640 kN	(carico verticale massimo)
N _{min} =	0 kN	(carico verticale minimo derivante dall'impalcato)
H _{max} =	564 kN	

Verifica allo scorrimento

A _a = 2x(5+5)φ25 =	98 cm ²	(armatura baggioli)
ρ = A _a /A _c =	1.0% -	(rapporto di armatura)
σ _{cd} = N _{min} /A _c =	0.00 Mpa	(pressione minima di contatto)
T _{sd} =	564 kN	(sforzo massimo orizzontale)
τ _{sd} = T _{sd} /A _c =	0.56 Mpa	
τ _{rd} = βf _{ctd} + μx(ρf _{yd} + σ _{cd}) =	2.60 Mpa	
τ _{rd} = min(τ _{rd} ; 0.25f _{cd}) =	2.60 Mpa	

verifica = τ_{sd} < τ_{rd} 0.56 < 2.60 Mpa

Verifica a compressione

N _{sd} =	8640 kN	(forza verticale di calcolo)
N _{rd} = A _{c0} x f _{cd} x (A _{c1} /A _{c0}) ^{0.5} =	12834 kN	
N _{rd} = min(τ _{rd} ; 3xA _{c0} x f _{cd}) =	12834 kN	

verifica = N_{sd} < N_{rd} 8640 < 12834 kN

Verifica dell'armatura orizzontale

F _b = 0.3xN _{sd} x(A _{c0} /A _{c1}) =	1270 kN	(forza risultante di trazione orizzontale)
A _s = F _b /f _{yd} =	32 cm ²	(armatura necessaria)

progettazione ati:

Spalla Verifica allo SLV

Baggiolo - caratteristiche geometriche

B =	1.00 m	(dimensione longitudinale)
H =	1.00 m	(dimensione trasversale)
h =	0.15 m	(altezza)
A _c =	1.00 m ²	(area di impronta del baggiolo)

Apparecchio di appoggio

tipo =	Isolatore -	
N _u =	3630 kN	(carico ultimo verticale)
H _{lu} =	260 kN	(carico ultimo orizzontale longitudinale)
H _{tu} =	500 kN	(carico ultimo orizzontale trasversale)
φ =	0.70 m	(diametro dell'apparecchio)
A _{co} =	0.38 m ²	(area caricata)
A _{c1} =	0.79 m ²	(area diffusa massima che è possibile iscrivere nell'area totale A _c)

Materiali

R _{ck} =	45 Mpa	
f _{ctd} =	1.49 Mpa	
f _{cd} =	23.34 Mpa	
f _{yd} =	391 Mpa	
β =	0.2 -	(contributo dovuto alla coesione)
μ =	0.6 -	(contributo dovuto all'attrito)

Caratteristiche della sollecitazione

N _{max} =	3630 kN	(carico verticale massimo)
N _{min} =	840 kN	(carico verticale minimo derivante dall'impalcato)
H _{max} =	564 kN	

Verifica allo scorrimento

A _a = 2x(5+5)φ25 =	98 cm ²	(armatura baggioli)
ρ = A _a /A _c =	1.0% -	(rapporto di armatura)
σ _{cd} = N _{min} /A _c =	0.84 Mpa	(pressione minima di contatto)
T _{sd} =	564 kN	(sforzo massimo orizzontale)
τ _{sd} = T _{sd} /A _c =	0.56 Mpa	
τ _{rd} = βf _{ctd} + μx(ρf _{yd} + σ _{cd}) =	3.11 Mpa	
τ _{rd} = min(τ _{rd} ; 0.25f _{cd}) =	3.11 Mpa	

verifica = τ_{sd} < τ_{rd} 0.56 < 3.11 Mpa

Verifica a compressione

N _{sd} =	3630 kN	(forza verticale di calcolo)
N _{rd} = A _{co} x f _{cd} x (A _{c1} /A _{co}) ^{0.5} =	12834 kN	
N _{rd} = min(τ _{rd} ; 3xA _{co} x f _{cd}) =	12834 kN	

verifica = N_{sd} < N_{rd} 3630 < 12834 kN

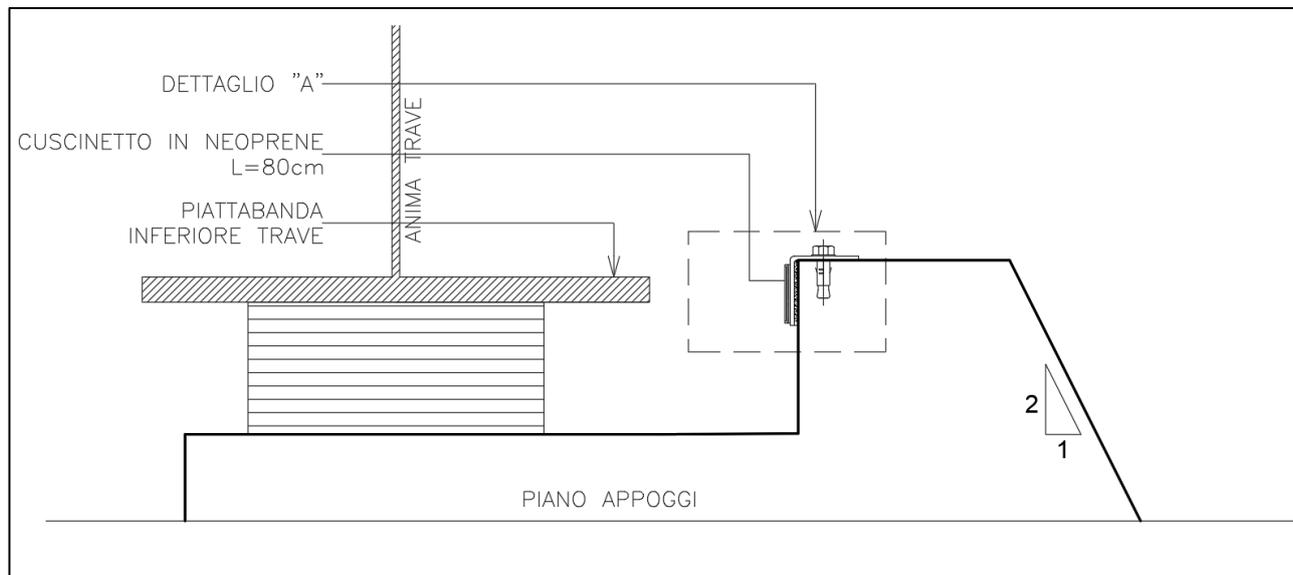
Verifica dell'armatura orizzontale

F _b = 0.3xN _{sd} x(A _{co} /A _{c1}) =	534 kN	(forza risultante di trazione orizzontale)
A _s = F _b /f _{yd} =	14 cm ²	(armatura necessaria)

progettazione ati:

15 VERIFICA RITEGNI SISMICI

Il ritegno sismico è un elemento strutturale inserito in prossimità degli appoggi ed avente la funzione di elemento di fine corsa. Come indicato nel §7.9.5.3.3 delle NTC2018, tale dispositivo viene introdotto nel momento in cui non possa essere garantita un'opportuna zona di sovrapposizione tra impalcato e pila, ovvero i due elementi che hanno scorrimento relativo tra di essi. Come riportato nella figura il ritegno sismico è costituito da una struttura di calcestruzzo armato, con altezza tale da permettere la battuta della piattabanda inferiore su un cuscinetto in neoprene installato sul ritegno stesso.



Sezione in asse appoggio Ritegno sismico

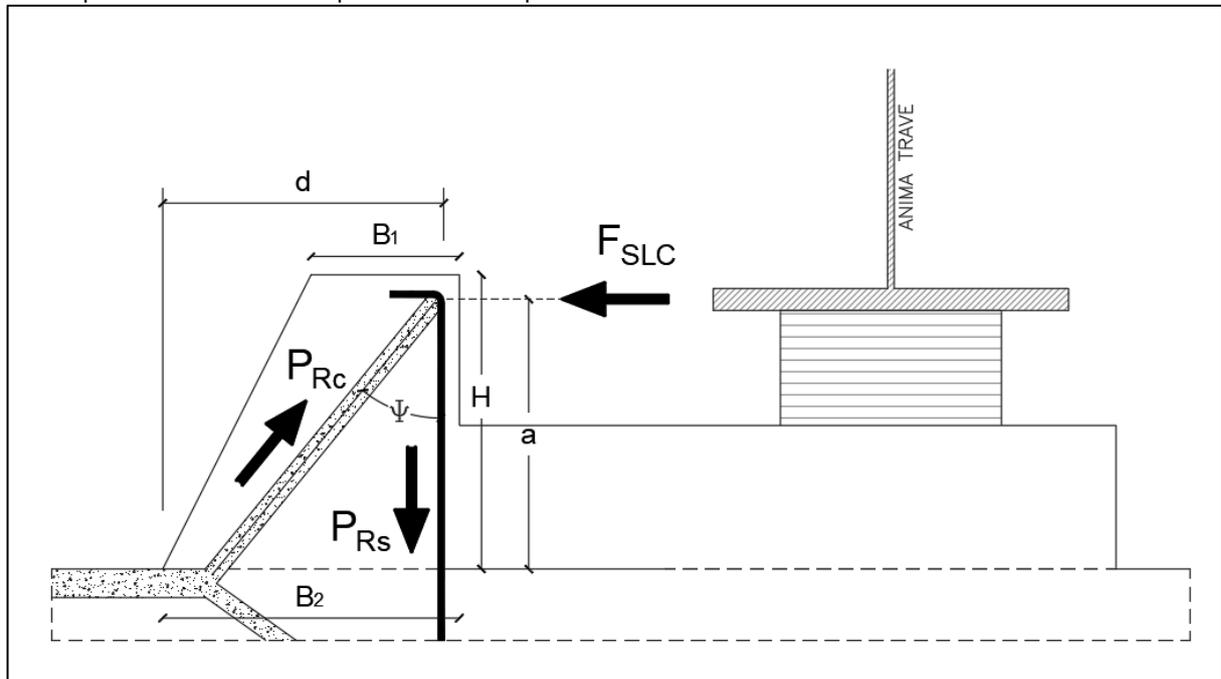
Tale elemento viene dimensionato per assorbire la forza trasmessa dalla piattabanda inferiore della trave valutata allo stato limite di collasso.

progettazione ati:

15.1.1 Ritegni Spalle

Il ritegno sismico, essendo un elemento tozzo viene verificato con un modello "Strut and Tie" in accordo al §4.1.2.3.7 delle NTC2018 dove viene indicato che: "Per gli elementi per cui non valgono i modelli meccanici semplici, le verifiche di sicurezza possono essere condotte con riferimento a schematizzazioni basate sull'individuazione di tiranti e puntone."

Di seguito si riporta lo schema tirante-puntone adottato per la verifica strutturale dell'elemento in analisi.



Modello "Strut and Tie" Ritegno sismico

La portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura viene valutata attraverso l'equazione seguente:

$$P_{RS} = A_s \cdot x_{f_{sd}} \cdot x \left(\frac{1}{\lambda} \right)$$

Dove:

- A_s rappresenta l'area di armatura;
- f_{sd} rappresenta la tensione di snervamento dell'acciaio;
- λ rappresenta la cotangente di ψ .

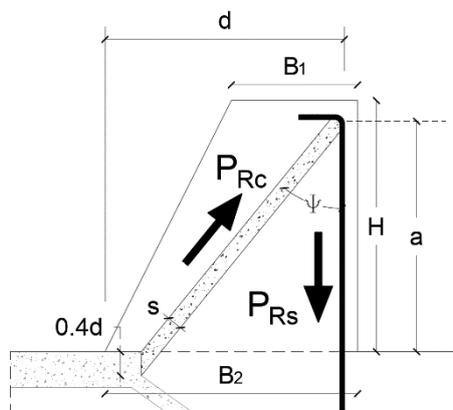
Per soddisfare la verifica, il valore ottenuto di portanza della mensola deve essere maggiore della forza agente.

La resistenza del puntone compresso viene valutata mediante la seguente relazione:

$$P_{Rc} = 0.4 \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{c}{1 + \lambda^2} \right)$$

Dove:

- d rappresenta l'altezza utile della sezione;
- L la larghezza del ritegno sismico;
- f_{cd} la resistenza cilindrica di progetto del calcestruzzo;
- c un coefficiente di valore pari ad 1 per elementi non staffati ed 1.5 per elementi con staffe.



Oltre a verificare che le resistenze così valutate siano maggiori della sollecitazione di calcolo, in accordo al paragrafo §4.1.2.3.7 deve essere garantita la seguente relazione per la gerarchia delle resistenze:

$$P_{RS} < P_{Rc}$$

Garantendo la disuguaglianza soprariportata, si va ad evitare una possibile rottura fragile del ritegno sismico.

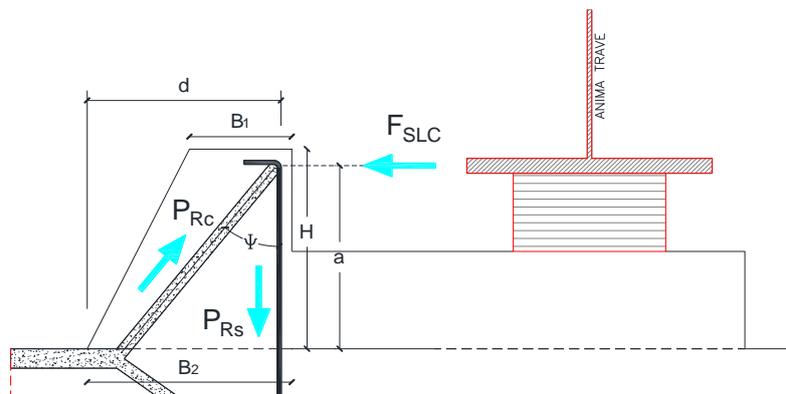
progettazione ati:

Di seguito si riporta la verifica effettuata con un foglio excel realizzato ad hoc per tale dispositivo.

VERIFICA RITEGNO SISMICA			
MATERIALI			
Calcestruzzo:			
C35/45			
R_{ck}	45	N/mm^2	Resistenza caratteristica cubica a compressione
f_{ck}	37.35	N/mm^2	Resistenza caratteristica cubica a cilindrica
γ_{cls}	1.5	-	Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo
f_{cd}	21.165	N/mm^2	Resistenza di progetto a compressione
Acciaio:			
B450C			
f_{sk}	450	N/mm^2	Tensione caratteristica a snervamento
γ_{cls}	1.15	-	Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio
f_{sd}	391.304	N/mm^2	Tensione di progetto acciaio

progettazione ati:

GEOMETRIA



B ₁	0.5	m	Base minore ritegno sismico
B ₂	0.945	m	Base maggiore ritegno sismico
d	0.8875	m	Altezza utile armatura
a	0.8125	m	Distanza di applicazione della forza dalla base
H	0.89	m	Altezza del ritegno sismico
L	1	m	Larghezza della mensola

VERIFICA

$$l = a + 0.2d = 0.8125 \text{ [m]}$$

$$\lambda = \cotg(\psi) = \frac{l}{0.9d} = 1.017214 \text{ [-]}$$

Sollecitazione di calcolo:

F _{SLC}	1620	kN
------------------	------	----

Armatura:

n°	8	[-]
φ	26	[mm]
A _s	42.4743	[cm ²]

Portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:

$$P_{Rs} = (A_s x f_{sd}) x \left(\frac{1}{\lambda}\right) = 1633.912 \text{ [kN]}$$

$P_{rs} > F_{slc}$ Verifica Soddisfatta

Resistenza del puntone di calcestruzzo:

c	1	[-]	Coefficiente dal valore di 1 per elementi senza staffe
---	---	-----	--

$$P_{Rc} = 0.4 * b * d * f_{cd} * \left(\frac{c}{1 + \lambda^2}\right) = 3692.67 \text{ kN}$$

$P_{rc} > F_{slc}$ Verifica Soddisfatta

Verifica Gerarchia delle resistenze:

$P_{rc} > P_{rs}$ Verifica Soddisfatta

progettazione ati:

15.1.2 Ritegni Pile

Di seguito si riporta la verifica.

VERIFICA RITEGNO SISMICA			
MATERIALI			
Calcestruzzo:			
C35/45			
R_{ck}	45	N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica a compressione
f_{ck}	37.35	N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica a cilindrica
γ_{cls}	1.5	-	Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo
f_{cd}	21.165	N/mm ²	Resistenza di progetto a compressione
Acciaio:			
B450C			
f_{sk}	450	N/mm ²	Tensione caratteristica a snervamento
γ_{cls}	1.15	-	Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio
f_{sd}	391.304	N/mm ²	Tensione di progetto acciaio
GEOMETRIA			
B_1	0.5	m	Base minore ritegno sismico
B_2	0.94	m	Base maggiore ritegno sismico
d	0.8825	m	Altezza utile armatura
a	0.81	m	Distanza di applicazione della forza dalla base
H	0.88	m	Altezza del ritegno sismico
L	1	m	Larghezza della mensola

progettazione ati:

VERIFICA

$$l = a + 0.2d = 0.81 \quad [\text{m}]$$

$$\lambda = \cot g(\psi) = \frac{l}{0.9d} = 1.01983 \quad [-]$$

Sollecitazione di calcolo:

F _{SLC}	960	kN
------------------	-----	----

Armatura:

n°	6	[-]
φ	25	[mm]
A _s	29.4524	[cm ²]

Portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:

$$P_{Rs} = (A_s x f_{sd}) x \left(\frac{1}{\lambda}\right) = 1130.077 \quad [\text{kN}]$$

P_{rs} > F_{slc} Verifica Soddisfatta

Resistenza del puntone di calcestruzzo:

c	1	[-]	Coefficiente dal valore di 1 per elementi senza staffe
---	---	-----	--

$$P_{Rc} = 0.4 * b * d * f_{cd} * \left(\frac{c}{1 + \lambda^2}\right) = 3662.28 \quad \text{kN}$$

P_{rc} > F_{slc} Verifica Soddisfatta

Verifica Gerarchia delle resistenze:

P_{rc} > P_{rs} Verifica Soddisfatta

16 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Valutazione semplificata del massimo carico verticale agente sui pali della Spalla A in condizione SLU

Peso ed eccentricità spalla :

- P1 (fondazione) = $25 \times 17,20 \times 13,20 \times 1,80 = 10217 \text{ kN}$
- M1 (eccentricità L fondazione rispetto baricentro palificata 0,00m) : 0 kNm
- Mt1 (eccentricità T fondazione rispetto baricentro palificata 0,00m) : 0 kNm

- P2 (elevazione con γ medio terreno-cl) = $20 \times 10,50 \times 16,75 \times 9,70 = 34120 \text{ kN}$
- M2 (eccentricità L elevazione rispetto baricentro palificata $13,20/2 - 10,50/2 = 1,35\text{m}$): $34120 \times -1,35 = -46062 \text{ kNm}$ (antiorario)
- Mt2 (eccentricità T elevazione rispetto baricentro palificata 0,00 m) : 0 kNm

- P3 (peso proprio impalcato) : 4600 kN
- M3 (eccentricità L impalcato rispetto baricentro palificata $13,20/2 - 3,00 = 3,60\text{m}$): $4600 \times 3,60 = +16560 \text{ kNm}$ (orario)
- Mt3 (eccentricità T impalcato rispetto baricentro palificata -0,10) : $4600 \times -0,10 = -460 \text{ kNm}$

- P4 (peso proprio carichi mobili) : $2850 - 200 = 2650 \text{ kN}$
- M4 (eccentricità L carichi mobili rispetto baricentro palificata): $2650 \times 3,60 = +9540 \text{ kNm}$ (orario)
- Mt4 $+2650 \times 5,70 = 15105 \text{ kNm}$

- Vento trasversale Mt5 = $600 \times 11,00 \times 0,6 = 3960 \text{ kNm}$

- M16 (Spinta terre a riposo) : $18 \times 0,426 \times 11,50^3 / 6 \times 16,75 = 32557 \text{ kNm}$
- M17 (Spinta sovraccarico) : $20 \times 0,426 \times 11,50^2 / 2 \times 16,75 = 9437 \text{ kNm}$

- P tot = $10217 + 34120 + 4600 + 2650 = 51587 \text{ kN}$
- Ml tot = $-46062 + 16560 + 9540 + 32557 + 9437 = 22032 \text{ kNm}$
- Mt tot = $-460 + 15105 + 3960 = 18605 \text{ kNm/m}$

Nmediopali = 130

Wlong = $2 \times 13 \times (0,675^2 + 2,025^2 + 3,375^2 + 4,725^2 + 6,075^2) / 6,075 = 321 \text{ palo/m}$

Wtras = $2 \times 10 \times (1,35^2 + 2,70^2 + 4,05^2 + 5,40^2 + 6,75^2 + 8,10^2) / 8,10 = 410 \text{ palo/m}$

Valutazione del massimo carico su palo d'angolo :

$$R = 51587/130 + 22032/321 + 18605/410 = 397 + 69 + 45 = 511 \text{ kN}$$

$$R_{SLU} = 1,35 \times 511 = 690 \text{ kN (calcolo semplificato)}$$

Nmax+Mmax-SLU_01

Carico assiale massimo su palo da relazione di calcolo

$$P_{i,SLU} = 722 \text{ kN} \cong 690 \text{ kN}$$

Il calcolo semplificato ha dato un risultato di poco inferiore.

progettazione ati:

17 VERIFICA OPERE PROVVISORIALI

Nel seguente paragrafo si vanno ad analizzare le opere provvisorie utilizzate per l'esecuzione dello scavo di spalle e pile. Come opere provvisorie vengono realizzate delle paratie tirantate di mediopali, con tubo interno in acciaio S355 di diametro 323.9 mm e spessore 8 mm. La paratia con altezza massima viene realizzata con due ordini di tiranti, fondazione del tirante realizzata con tecnologia IRS e travi di ripartizioni HEB180.

17.1 Sezione di calcolo

Le verifiche sono state condotte sulle sezioni aventi le condizioni peggiori di spinta. Nelle figure seguenti si riportano gli scavi nei quali è previsto l'utilizzo di opere provvisorie e la sezione con massima altezza utilizzata per i calcoli (Cerchiata in rosso).

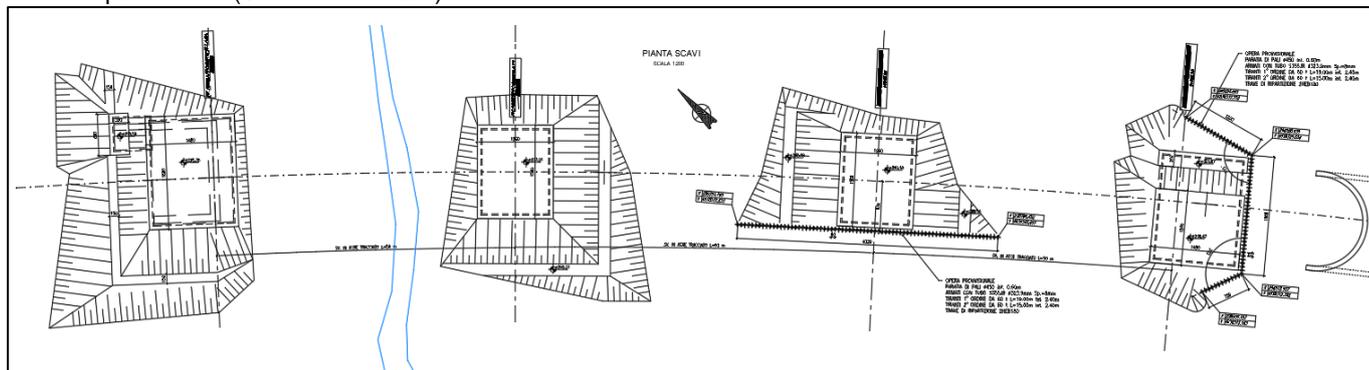


Figura 6-Pianta Scavi Viadotto Sant'Eracliano

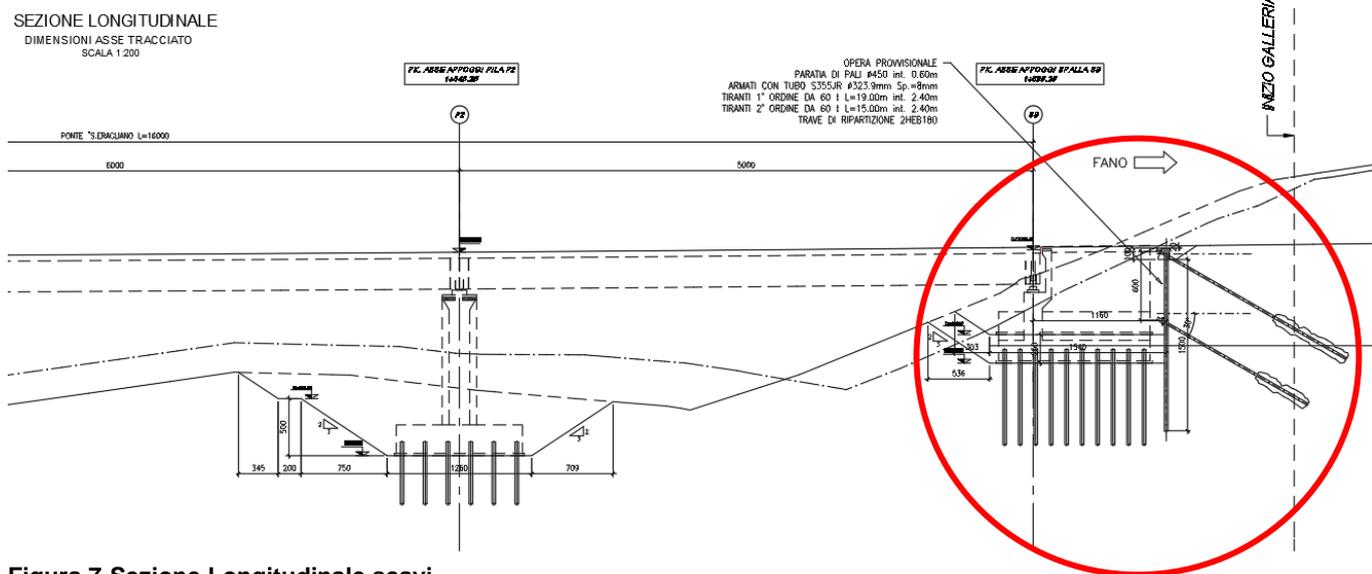


Figura 7-Sezione Longitudinale scavi

progettazione ati:

17.1.1 *Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi*

Nella Tabella 1 vengono riportate le caratteristiche geometriche della struttura in esame ed i sovraccarichi portati.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'OPERA E SOVRACCARICHI

Tipologia	Mediopali $\phi 450$ passo 0,6m
Altezza totale paratia H	15 m
Altezza di scavo paratia	10,00 m
Ordini di tiranti (n°)	2
Passo orizzontale tiranti	2,4 m- 2,4 m
Inclinazione tiranti	30° Rispetto all'orizzontale
Lunghezza Libera 1° Ordine di tiranti	11 m
Lunghezza Libera 2° Ordine Tiranti	7 m
Lunghezza Bulbo	8 m
Inclinazione piano campagna a monte	-
Inclinazione piano campagna a valle	-
Sovraccarichi permanenti a monte	Carico fittizio variabile equivalente alla pendenza del piano campagna
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	20 kPa (sovraccarico accidentale mezzi di cantiere)
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 1-Caratteristiche Geometriche della struttura e sovraccarichi

progettazione ati:

17.1.2 Parametri geotecnici

I parametri geotecnici di calcolo assunti nelle analisi in condizioni statiche, sono riportati nella Tabella 2. Il coefficiente di spinta attiva viene valutato mediante la relazione di Coulomb (formulazione derivante da un'analisi limite cinematica che va a sovrastimare la soluzione reale e quindi a vantaggio di sicurezza per l'esecuzione delle verifiche):

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi' - \lambda)}{\cos^2(\lambda) \cdot \cos(\lambda + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cdot \cos(\lambda - \beta)} \right]}$$

Dove:

- φ' rappresenta l'angolo di attrito del terreno;
- δ rappresenta l'angolo di attrito all'interfaccia terreno-paratia;
- λ rappresenta l'inclinazione del paramento interno (nel caso in esame è pari a 0°);
- β rappresenta l'inclinazione del terreno a monte dello scavo. Nel modello di calcolo tale inclinazione è stata posta pari a 0 ed il profilo del terreno a monte è stato inserito nel modello di calcolo come un sovraccarico permanente.

Il coefficiente di spinta passiva viene valutato mediante la relazione di Lancellotta (l'applicazione di tale formulazione per la valutazione della spinta passiva è a vantaggio di sicurezza, in quanto ricavata mediante analisi limite statica che quindi va a sottostimare la soluzione reale ovvero la resistenza passiva del terreno):

$$K_P = \left(\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \delta} \right) \cdot \frac{\cos \delta}{1 - \sin \varphi'} \cdot \exp(2\vartheta \cdot \tan \varphi')$$

Dove:

- φ' rappresenta l'angolo di attrito del terreno;
- δ rappresenta l'angolo di attrito all'interfaccia terreno-paratia;
- ϑ rappresenta l'angolo di apertura del ventaglio di discontinuità statica.

I coefficienti di spinta sopra esplicitati, sono valutati in modo automatico dal programma di calcolo previa la scelta del progettista dei parametri e relazioni da considerare.

progettazione ati:

Unità litologica	Parametro	Simbolo/Unità	Verifiche SLU-STR (coeff. M1)	Verifiche SLU GEO (coeff. M2)
Sub_Alt (< 5m)	Peso dell'unità di volume totale	γ (KN/m ³)	22	
	Coesione efficace di calcolo	c'_d (Kpa)	15	12
	Angolo d'attrito efficace di calcolo	φ'_d (°)	27	22.18
	Angolo d'attrito struttura terreno (assunto pari a 2/3 φ'_d)	δ (°)	18	14.57
	Modulo di Young efficace di calcolo	E'_d (Mpa)	60	
	Modulo di Young efficaci di ricarico di calcolo	E'_{ur} (Mpa)	96	
	Coefficiente di spinta a riposo	K_0 (-)	0,546	
	Coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	K_{ah} (-)	0,318	0,389
	Coefficiente di resistenza passiva (Lancellotta)	K_{ph} (-)	3.843	2.907
Sub_Alt (> 5m)	Peso dell'unità di volume totale	γ (KN/m ³)	22	
	Coesione efficace di calcolo	c'_d (Kpa)	15	12
	Angolo d'attrito efficace di calcolo	φ'_d (°)	27	22.18
	Angolo d'attrito struttura terreno (assunto pari a 2/3 φ'_d)	δ (°)	18	14.57
	Modulo di Young efficace di calcolo	E'_d (Mpa)	100	
	Modulo di Young efficaci di ricarico di calcolo	E'_{ur} (Mpa)	160	
	Coefficiente di spinta a riposo	K_0 (-)	0,546	
	Coefficiente di spinta attiva (Coulomb)	K_{ah} (-)	0,318	0,389
	Coefficiente di resistenza passiva (Lancellotta)	K_{ph} (-)	3.843	2.907

Tabella 2-Parametri Geotecnici

progettazione ati:

17.2 Modello di calcolo

Il modello di calcolo della sezione di berlinese in esame, è stato realizzato mediante il software di Paratie Plus versione 21.0.3 distribuito da Ceas srl. ed in licenza a Setin srl.

Nella Figura 8 viene riportato il modello di calcolo nella configurazione finale (Stage-Fondo Scavo).

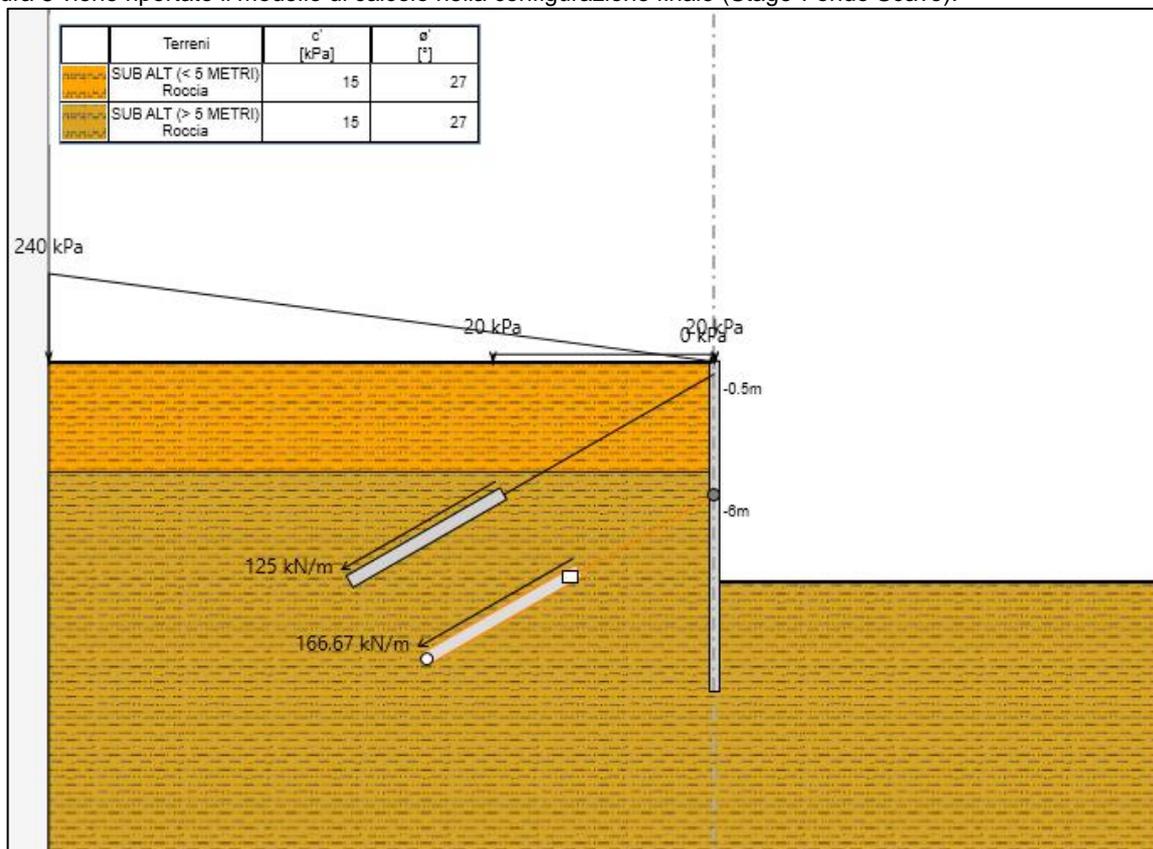


Figura 8-Modello di calcolo

Si può osservare che rispetto alla sezione reale presente nella Figura 7, il profilo del terreno a monte dello scavo è stato schematizzato come un carico distribuito.

La lunghezza libera dei tiranti è stata valutata tenendo conto di un cuneo di spinta attiva con angolo di inclinazione pari a $45^\circ - \phi'$ rispetto alla verticale passante per l'asse del mediopalo, e piede che parte da una profondità rispetto al fondo scavo pari a $0.1 \cdot H_{\text{Scavo}}$; la superficie di scorrimento così ottenuta viene tralata di una quantità pari a $0.2 \cdot H_{\text{Scavo}}$ ottenendo quindi la zona minima oltre la quale si devono realizzare i bulbi dei tiranti e di conseguenza la lunghezza libera.

Nella Figura 9 si riporta uno schema del metodo sopra descritto.

progettazione ati:

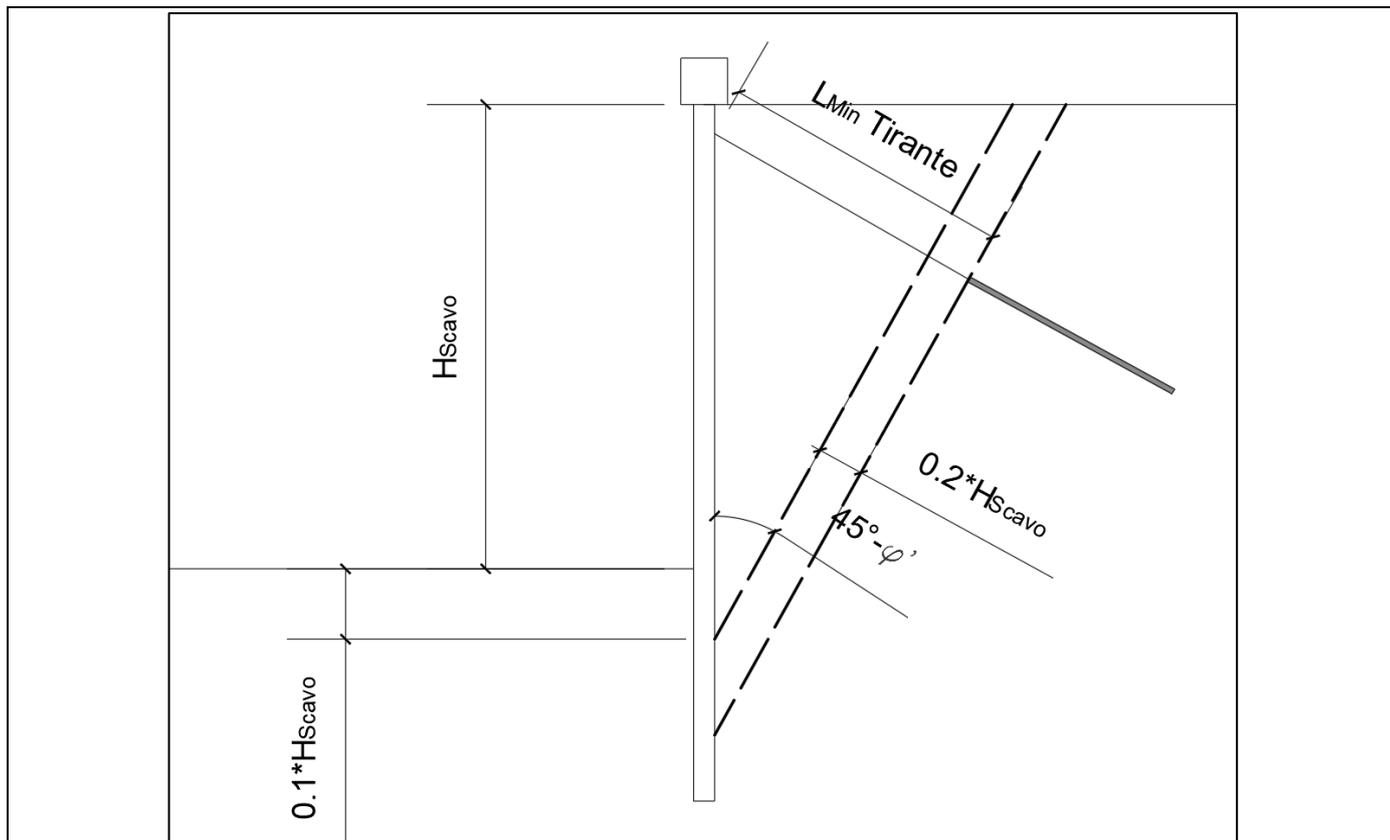


Figura 9-Schema Lunghezza Libera Tirante

17.2.1 Fasi di calcolo

Per tener conto della storia temporale dello scavo e delle diverse deformazioni che si generano in ogni step di scavo, il modello di calcolo è stato realizzato mediante delle fasi di calcolo.

Nella sono riportate le fasi di calcolo adottate nel modello.

FASI DI CALCOLO

Fase 1 – Step geostatico

Fase 2 - Simulazione della paratia di mediopali e applicazione del carico variabile (rappresentativo dei mezzi di cantiere);

Fase 3 – Realizzazione scavo a -1.50 m da piano campagna;

Fase 4 – Installazione del primo ordine di tiranti a quota -0.5 m da piano campagna e precarico dello stesso;

Fase 5 – Realizzazione scavo a -7.0 m da quota piano campagna;

Fase 6 – Installazione del secondo ordine di tiranti a quota -6.0 m da piano campagna e precarico dello stesso;

Fase 7 – Scavo fino alla quota di fondo scavo pari a quota -10.0 m da piano campagna.

Tabella 3-Fasi di calcolo

progettazione ati:

17.3 Risultati

Nelle figure seguenti si riporta:

- Momento flettente sulla paratia in tutte le fasi in condizioni statiche (SLU-STR) (Figura 10.);
- Involuppo del momento flettente sulla paratia in condizioni statiche (SLU-STR) (Figura 11.);
- Sforzo di taglio sulla paratia in tutte le fasi in condizioni statiche (Figura 12.);
- Involuppo dello sforzo di taglio sulla paratia in condizioni statiche (SLU-STR) (Figura 13);
- Tiro nei tiranti per tutte le fasi in condizioni statiche (SLU-STR) (Figura 14);
- Involuppo dello sforzo assiale sui tiranti in condizioni statiche (SLU-STR) (Figura 15);

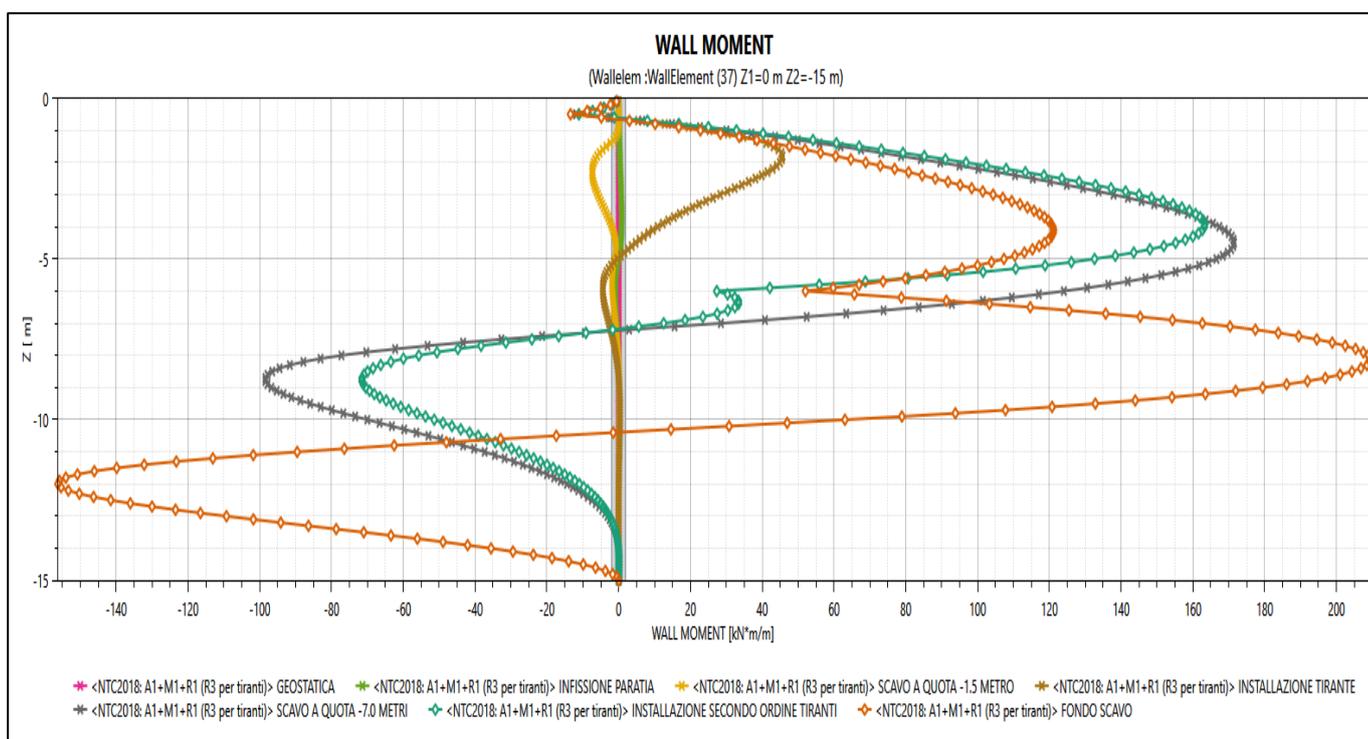


Figura 10-Momento Flettente sulla paratia per tutte le fasi di scavo in condizioni statiche

progettazione ati:

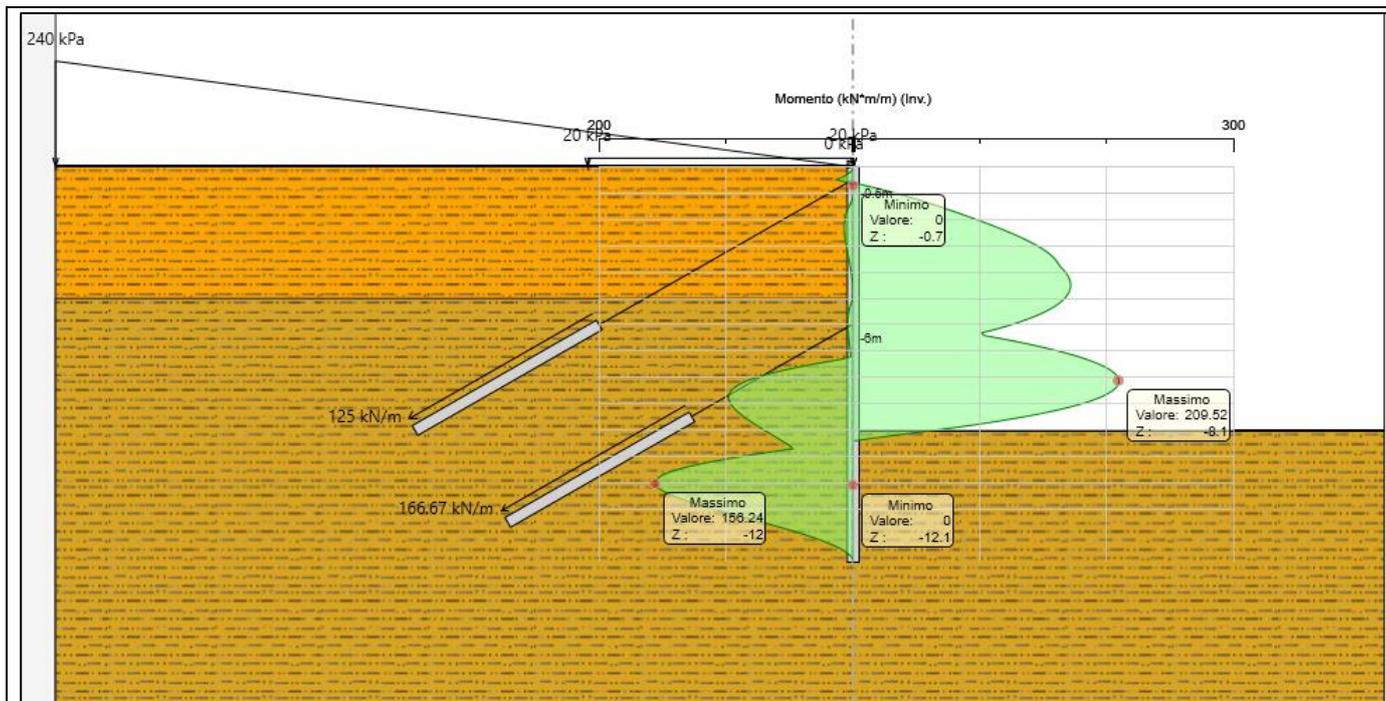


Figura 11-Inviluppo del Momento Flettente in condizioni statiche

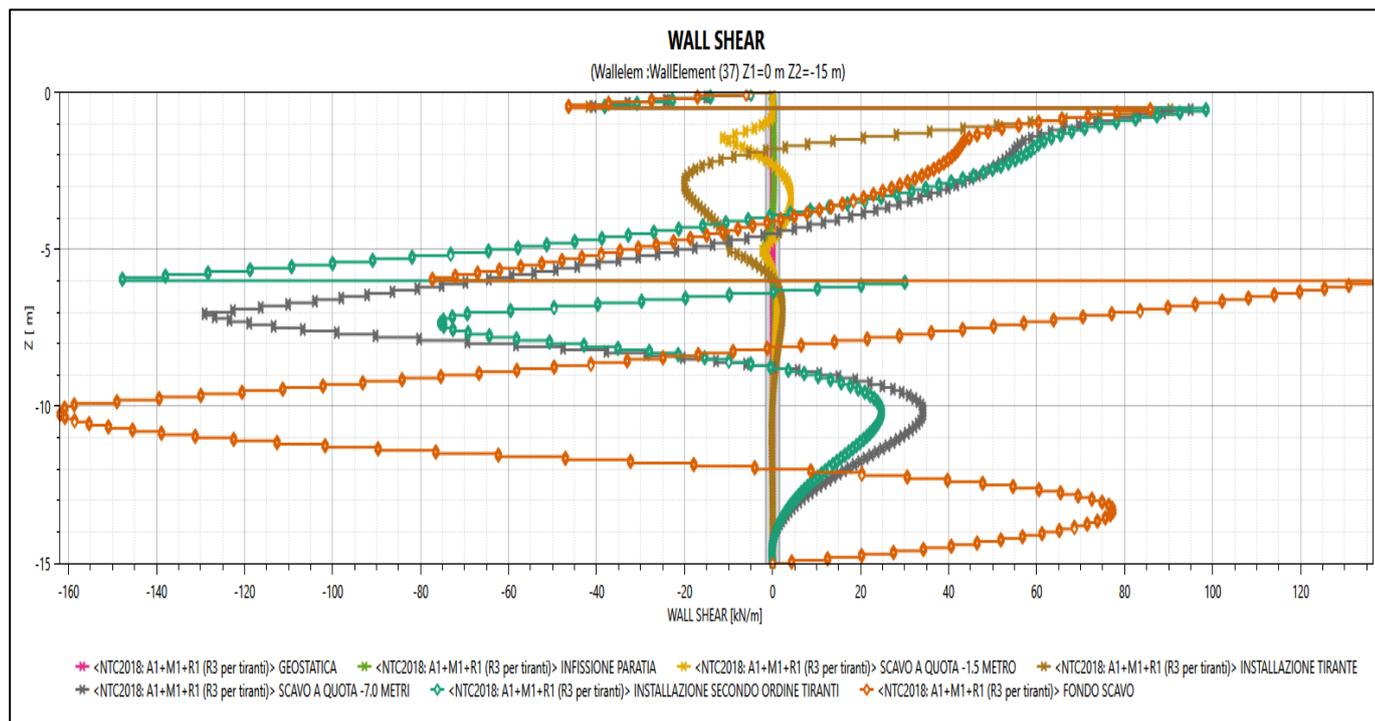


Figura 12-Sforzo di taglio sulla paratia per tutte le fasi di scavo

progettazione ati:

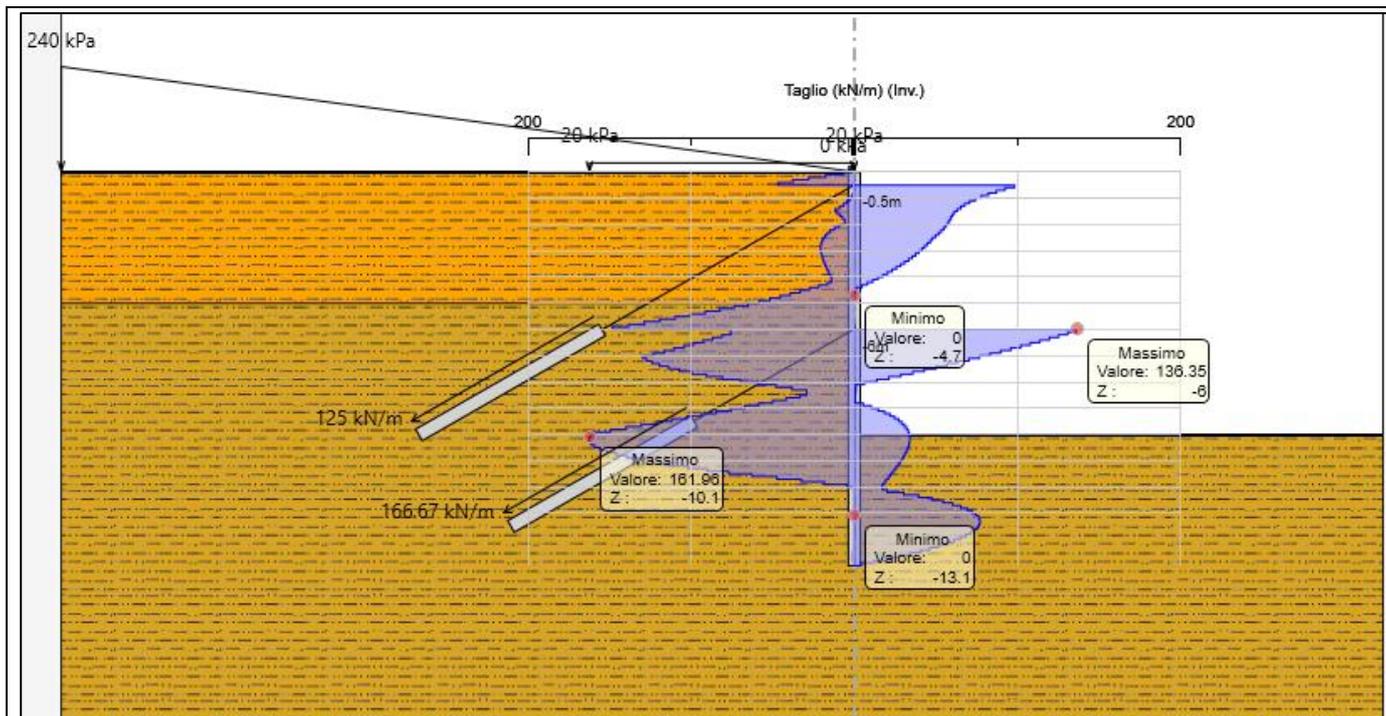


Figura 13-Inviluppo sforzo di taglio in condizioni statiche

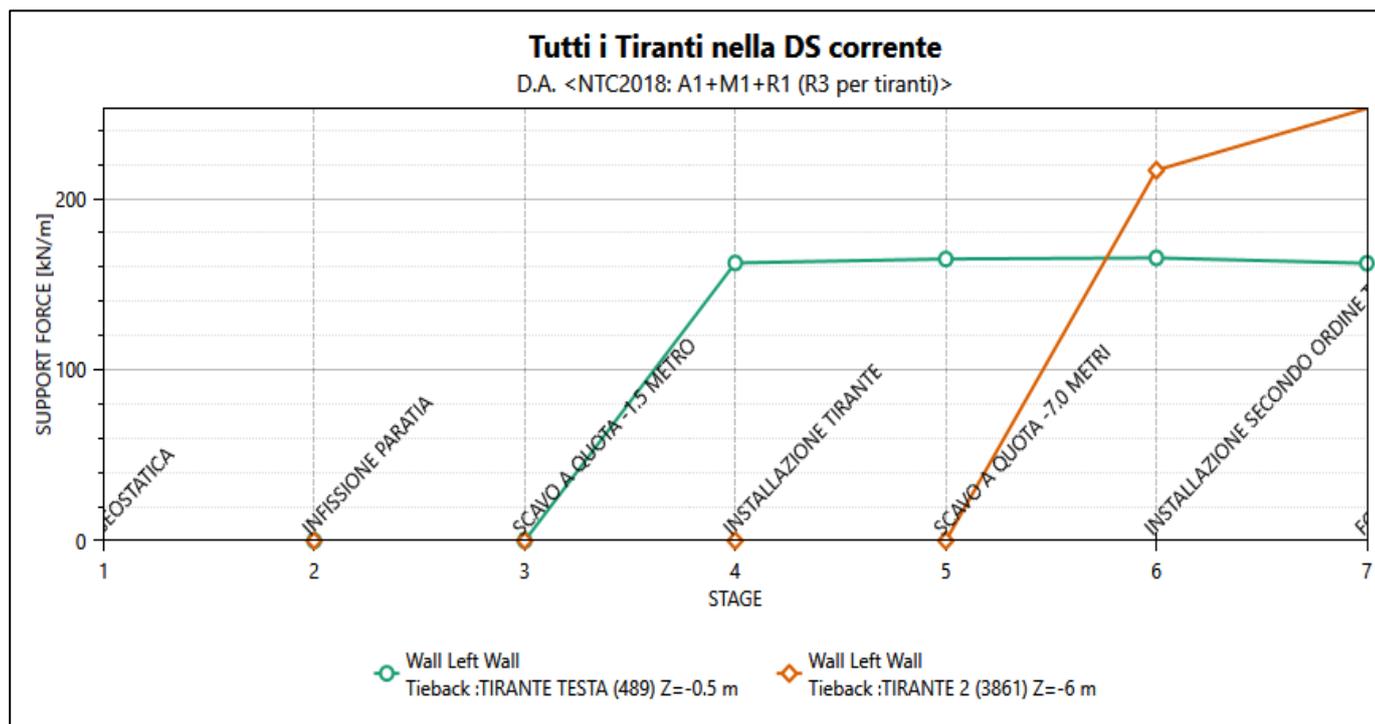


Figura 14-Tiro nei Tiranti per tutte le Fasi di calcolo

progettazione ati:

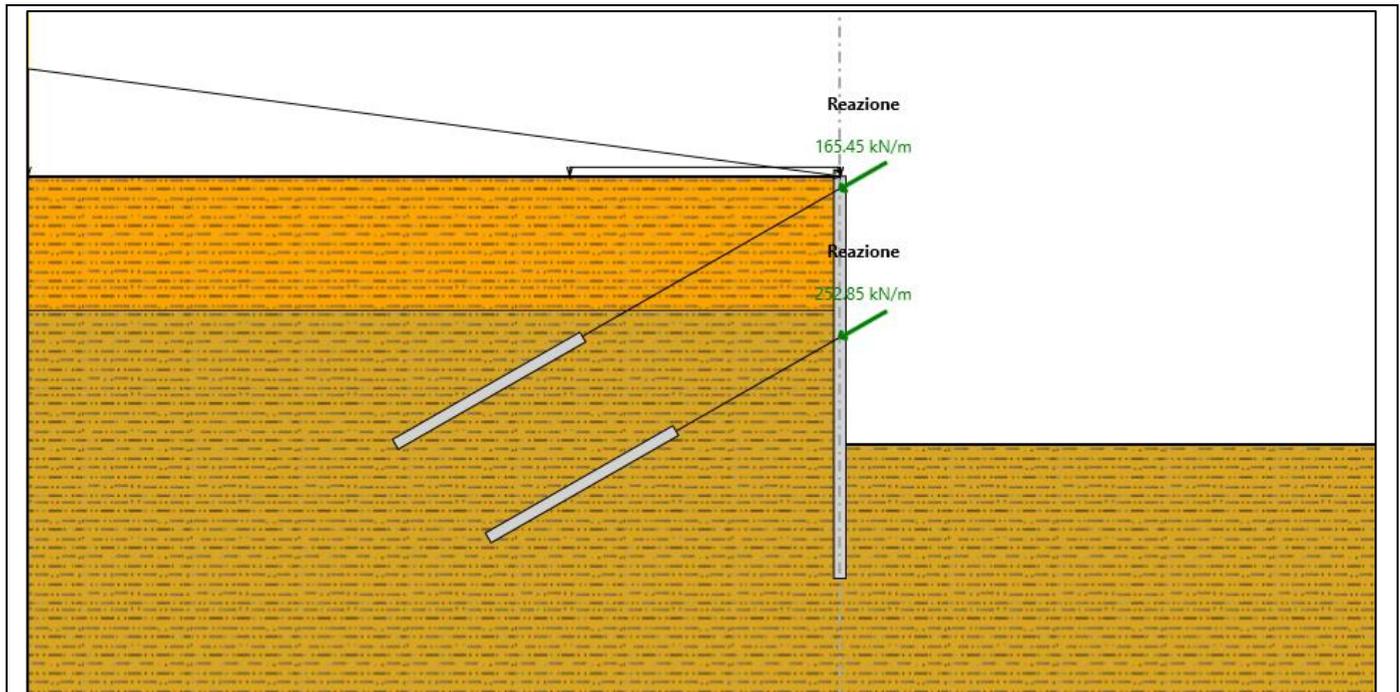


Figura 15-Inviluppo Tiro nei tiranti in Condizioni Statiche

In sintesi le tabelle seguenti mostrano:

- Valori massimo e minimo dei momenti flettenti sulla paratia (Tabella 4);
- Valori massimo e minimo degli sforzi di taglio sulla paratia (Tabella 5);
- Valore massimo dello sforzo assiale sui tiranti (Tabella 6).

Condizione di carico	Momento flettente massimi	Momento flettente minimo
(-)	(kN/m*m)	(kN/m*m)
Statica (SLU STR)	209.52	-156.24

Tabella 4 – Valori massimo e minimo del momento flettente sulla paratia

Condizione di carico	Taglio massimo	Taglio minimo
(-)	(kN/m)	(kN/m)
Statica (SLU STR)	136.35	-161.96

Tabella 5 – Valori massimo e minimo di sforzo di taglio sulla paratia

Ordine	D _p	n _{tr}	A _{tr}	L _p	L _a	i	α	Pretensione	Cond.	T _{max}
(-)	(mm)	(-)	(mm ²)	(m)	(m)	(m)	(°)	(kN)	(-)	(kN/m)
1	200	4	139	11	8	2.5	30	300	SLU STR	165.45
2		4		7	8	2.5	30	400		252.85

Tabella 6 – Valore massimo dello sforzo assiale sui tiranti

progettazione ati:

17.4 Verifiche strutturali e geotecniche

17.4.1 Verifica Strutturale del mediopalo

Il mediopalo viene verificato considerando reagente a vantaggio di sicurezza solamente il tubo interno in acciaio. Quindi la verifica viene svolta mediante il criterio di Von Mises in accordo alle NTC2018 §4.2.4.1.2, verificando che $\sigma_{Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}\right)^2$.

Di seguito, nella Figura 16 si riporta il calcolo eseguito per la sezione avente momento flettente maggiore e per la sezione avente taglio maggiore.

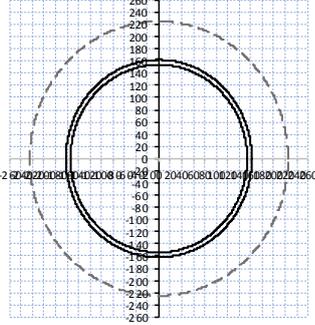
VERIFICA MEDIOPALO							
Materiale							
Acciaio	S355		Tipo di acciaio				
f_{yk}	355	N/mm ²	Tensione di snervamento				
f_{tk}	510	N/mm ²	Tensione di rottura				
γ_{M0}	1.05	-	Coefficiente parziale di sicurezza				
f_{yd}	338.10	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto				
Caratteristiche Sezione							
Tubo:	ø323,9 x 8,0						
	D_e	323.9	mm	Diametro Esterno Tubo			
	S_p	8	mm	Spessore Tubo			
	D_i	307.9	mm	Diametro Interno tubo			
	R_e	161.95	mm	Raggio esterno tubo			
	R_i	153.95	mm	Raggio interno tubo			
	A	79.39433	cm ²	Area tubo			
	W_{pl}	611.9222	cm ³	Modulo elastico di resistenza a flessione			
	$D_{micropalo}$	450	mm	Diametro Micropalo			
	$i_{micropalo}$	600	cm	Interasse Micropalo			
VERIFICA SEZIONE							
Verifica Sezione con Momento Flettente Massimo							
Quota da pc. [mm]	M_{ed} [kNm]	T_{ed} [kN]	σ [Mpa]	τ [Mpa]	σ_{VM} [Mpa]	F.S. [-]	CHECK
-8.1	104.76	29.157	171.20	7.344857	171.6702	0.51	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta
Verifica Sezione con Taglio agente Massimo							
Quota da pc. [mm]	M_{ed} [kNm]	T_{ed} [kN]	σ [Mpa]	τ [Mpa]	σ_{VM} [Mpa]	F.S. [-]	CHECK
-10.2	31.59	80.98	51.63	20.39944	62.56111	0.19	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta

Figura 16-Verifica strutturale mediopalo

17.4.2 Verifica a Sfilamento dei Tiranti

La verifica a sfilamento del bulbo di fondazione, viene condotta in accordo alle NTC2018 §6.6.2.

Per la verifica a sfilamento della fondazione dei tiranti, in considerazione della tecnologia realizzativa e delle caratteristiche geotecniche del mezzo al contorno, la resistenza caratteristica a sfilamento all'interfaccia bulbo di ancoraggio – terreno è stata valutata secondo le indicazioni di Bustamante e Doix '85 e Viggiani '99. Nello specifico per la resistenza a sfilamento dell'interfaccia bulbo di fondazione-terreno, τ_{ak} , viene assunto per i tiranti ricadenti nel litotipo Sub_alt un valore caratteristico pari a 240kPa. La resistenza a sfilamento di progetto è determinata attraverso la seguente relazione:

$$N_{R,ad} = \frac{N_{R,ak}}{\gamma_{Ra,p}} = \frac{\pi \cdot \alpha \cdot \tau_{ak} \cdot L_a}{\gamma_{Ra,p} \cdot \xi}$$

Dove:

- $N_{R,ad}$ è la resistenza a sfilamento di progetto dell'interfaccia bulbo di fondazione-terreno;
- D_p rappresenta il diametro di perforazione;
- α rappresenta il coefficiente correttivo che tiene conto della tecnologia realizzativa dell'ancoraggio e del contesto geotecnico, nel caso in esame assunto pari a 1.2 in funzione del tipo di iniezione (IRS);
- τ_{ak} rappresenta la tensione resistente a sfilamento caratteristica dell'interfaccia bulbo di fondazione-terreno;
- L_a rappresenta la lunghezza della fondazione del tirante;
- $\gamma_{Ra,p}$ rappresenta il coefficiente parziale per la resistenza degli ancoraggi (R3); a favore di sicurezza si considera il valore del coefficiente parziale relativo agli ancoraggi permanenti ovvero 1.2 (Tab. 6.6.I NTC 2018);
- ξ è un fattore di correlazione che dipende dal numero di profili di indagine geotecnica disponibili per la determinazione della resistenza caratteristica τ_{ak} .

La verifica si conduce nel rispetto della seguente disuguaglianza:

$$N_{R,ad} \geq N_{s,d}$$

Dove:

- $N_{s,d}$ rappresenta il valore dell'azione sollecitante sui tiranti.

Nella Tabella 7 sono riportate le verifiche a sfilamento.

VERIFICA SFILAMENTO BULBO SLU-STR													
Ordine Tiranti [-]	Diametro Perforazione [mm]	Lunghezza Libera Tirante [m]	Lunghezza Bulbo [m]	Interasse [m]	α [-]	τ_{ak} [kPa]	$\gamma_{Ra,p}$ [-]	ξ [-]	$N_{R,ad}$ [kN]	t_{max} [kN/m]	$N_{s,d}$ [kN]	FS [-]	VERIFICA
1	200	11	8	2.4	1.2	240	1.2	1.75	689.35519	165.45	397.08	0.576	Ns,d < NR,ad VERIFICA SODDISFATTA
2	200	7	8	2.4	1.2	240	1.2	1.75	689.35519	252.85	606.84	0.880	Ns,d < NR,ad VERIFICA SODDISFATTA

Tabella 7-Verifica a Sfilamento

progettazione ati:

17.4.3 Verifica a Rottura del tirante

La resistenza a trazione dei tiranti viene valutata secondo la seguente relazione:

$$N_{R,pd} = \frac{f_{p(1\%),k} \cdot A_{tr} \cdot n_{tr}}{\gamma_s}$$

Dove:

- $N_{R,pd}$ rappresenta la resistenza a rottura del tirante;
- $F_{p(1\%),k}$ rappresenta la resistenza elastica dell'acciaio armonico alla deformazione dell'1%;
- A_{tr} rappresenta l'area del singolo trefolo;
- n_{tr} rappresenta il numero di trefoli per singolo tirante;
- γ_s rappresenta il coefficiente parziale dell'acciaio;

La verifica viene condotta nel rispetto della seguente disuguaglianza:

$$N_{R,pd} \geq N_{s,d}$$

Dove $N_{s,d}$ rappresenta il valore dell'azione sollecitazione sui tiranti.

Nella Tabella 8 si riporta la verifica a rottura per trazione dei tiranti.

VERIFICA A ROTTURA PER TRAZIONE SLU-STR											
Ordine Tiranti [-]	Tipo Trefolo [-]	Area Trefolo [mm ²]	Numero Trefoli [-]	Area Totale Trefoli [mm ²]	$f_{p(1\%),k}$ [MPa]	γ_s [-]	$N_{R,pk}$ [kN]	$N_{R,pd}$ [kN]	$N_{s,d}$ [kN]	FS [-]	VERIFICA
1	0.6"	139.00	4.00	556.00	1670.00	1.15	928.52	807.41	397.08	0.49	NR,pd>Ns,d Verifica Superata
2	0.6"	139.00	4.00	556.00	1670.00	1.15	928.52	807.41	606.84	0.75	NR,pd>Ns,d Verifica Superata

Tabella 8-Verifica a Rottura per trazione dei Tiranti

17.4.4 Verifica Gerarchia delle resistenze dei Tiranti

Come prescritto dalle norme tecniche NTC 2018, per evitare rotture di tipo fragile da parte dell'ancoraggio, si deve verificare che la resistenza a sfilamento del bulbo di fondazione risulti minore della resistenza a snervamento dell'acciaio dell'armatura.

Nella Tabella 9 sono riportate gli esiti di tale verifica.

VERIFICA GERARCHIA DELLE RESISTENZE			
Ordine Tiranti [-]	$N_{R,pk}$ [kN]	$N_{R,ak}$ [kN]	VERIFICA
1	928.52	827.2262	$N_{R,pk} > N_{R,ak}$ Verifica Superata
2	928.52	827.2262	$N_{R,pk} > N_{R,ak}$ Verifica Superata

Tabella 9-Verifica Gerarchia delle Resistenze

progettazione ati:

17.4.5 Verifica Strutturale Trave di Ripartizione

Per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono state utilizzate coppie di profilati metallici del tipo HEB180 (acciaio S275).

La verifica di tali elementi strutturali è stata eseguita secondo lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, uguale all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi.

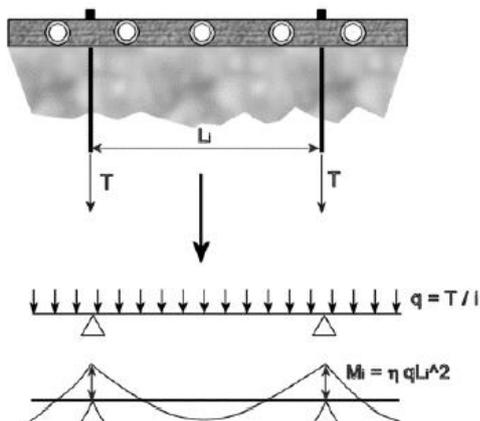


Figura 17-Schema statico trave di ripartizione

Le sollecitazioni sulla trave si determinano come:

$$M = \frac{q \cdot L^2}{10} \quad V = 0.6 \cdot q \cdot L$$

Dove:

- L rappresenta la luce della campata ovvero l'interasse fra i tiranti;
- $q = \frac{T}{L}$ la reazione del tirante a metro lineare.

La verifica viene svolta in accordo al capitolo 4.2.4 delle NTC 2018.
Nella Figura 18 sono riportati i risultati della verifica.

progettazione ati:

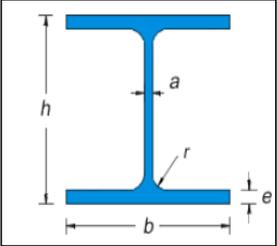
VERIFICA DELLA TRAVE DI RIPARTIZIONE SLU-STR							
Materiale	S275	-					
f_{yk}	275	N/mm ²	f_{yd}	261.90	N/mm ²		
f_{tk}	430	N/mm ²					
γ_{M0}	1.05	-					
γ_{M1}	1.05	-					
Profilo	HEB180		Proprietà Sezione				
	a	8.5	mm	J_x	3831	cm ⁴	
	b	180	mm	J_y	1363	cm ⁴	
	e	14	mm	$W_{el,x}$	425.7	cm ³	
	r	15	mm	$W_{el,y}$	151.4	cm ³	
	h	180	mm	$W_{pl,x}$	686.9504	cm ³	
	Area	65.25	cm ²	$W_{pl,y}$	231.0135	cm ³	
	Peso	51.2	kg/m				
	VERIFICHE SEZIONI:						
TAGLIO							
ORDINE TIRANTI	Combinazione	V_{ed} [kN]	A_v [cm ²]	$V_{C,Rd}$ [kN]	FS [-]		
1	SLU-STR	119.12	20.24	306.05	0.39	$V_{C,Rd} > V_{ed}$	Verifica Superata
2	SLU-STR	182.05	20.24	306.05	0.59	$V_{C,Rd} > V_{ed}$	Verifica Superata
NB: con $V_{ed} < V_{C,Rd}$ la sollecitazione di taglio non viene considerata nella verifica a Flessione							
MOMENTO FLETTENTE							
ORDINE TIRANTI	Combinazione	M_{ed} [kNm]	$W_{pl,x}$ [cm ³]	$M_{C,Rd}$ [kNm]	FS [-]		
1	SLU-STR	47.65	686.95	179.92	0.26	$M_{C,Rd} > M_{ed}$	Verifica Superata
2	SLU-STR	72.82	686.95	175.47	0.42	$M_{C,Rd} > M_{ed}$	Verifica Superata

Figura 18-Verifica Trave di Ripartizione

progettazione ati:

17.4.6 Verifica profondità di infissione

La profondità d'infissione della paratia nel terreno è stata definita in modo da assicurare un idoneo incastro nei confronti delle spinte orizzontali.

Nel calcolo dell'opera effettuato agli Stati Limite Ultimi, l'avvenuta convergenza del calcolo all'ultimo step di calcolo già garantisce di per sé la stabilità dell'opera nei riguardi della deformazione rotazionale della paratia:

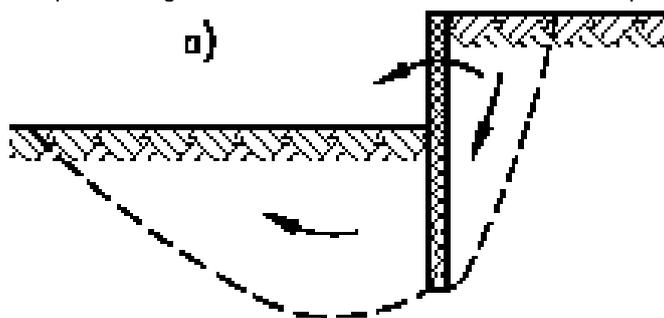


Figura 19-Meccanismo di collasso

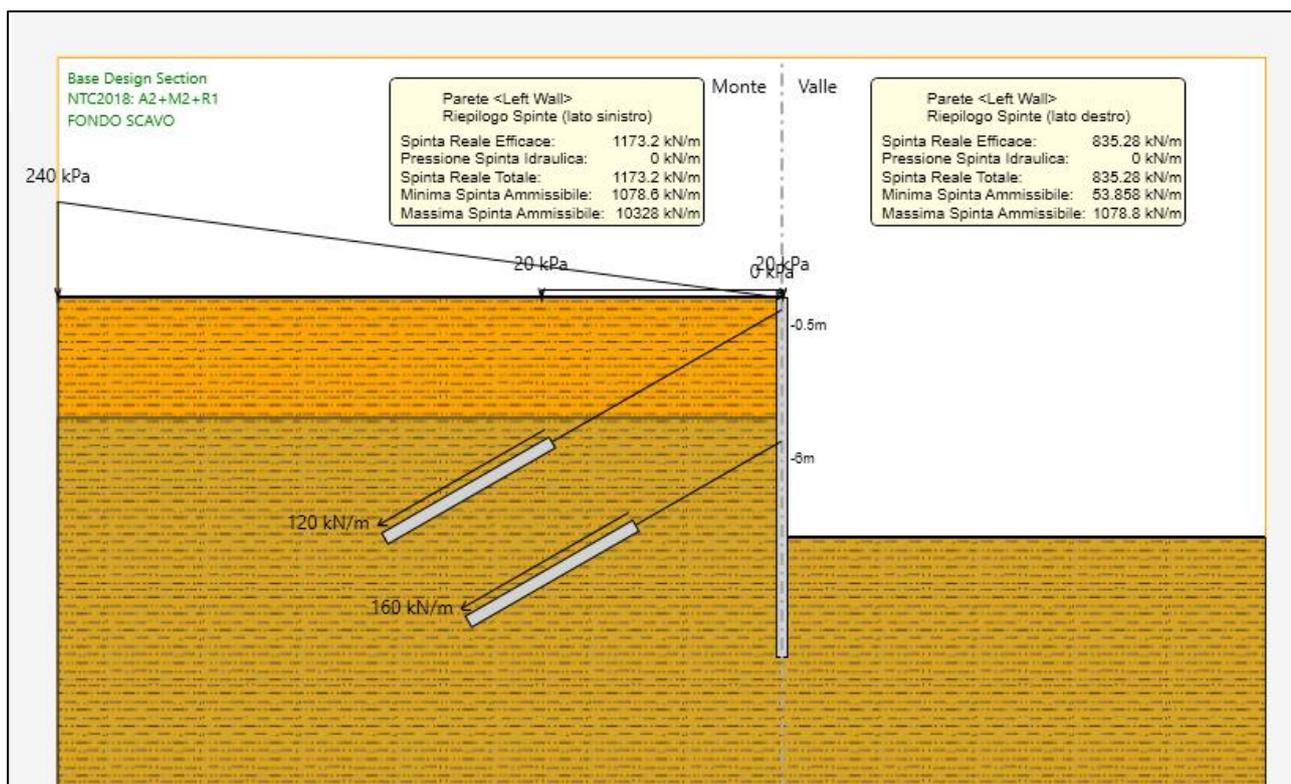


Figura 20-Mobilizzazione Spinte SLU-GEO

Condizione	FASE	S_{eff}	S_{pass}	S_{eff} / S_{pass}
SLU GEO	8	832.7	1078.8	0.77

Tabella 10-Verifica Profondità di infissione

progettazione ati:

17.4.7 Verifica di Stabilità

Al fine di verificare l'adeguatezza del progetto, sono state eseguite le opportune verifiche di stabilità:

- Globale: in relazione alle condizioni generali del versante, si è individuando il meccanismo di collasso che coinvolge il sistema terreno - opera di sostegno provvisoria.

La verifica è stata eseguita per mezzo del codice di calcolo Paratie Plus (modulo VSP) utilizzando il metodo di Bishop semplificato ed impostando una griglia di centri.

La verifica viene svolta in accordo al §6.8.2 NTC2018.

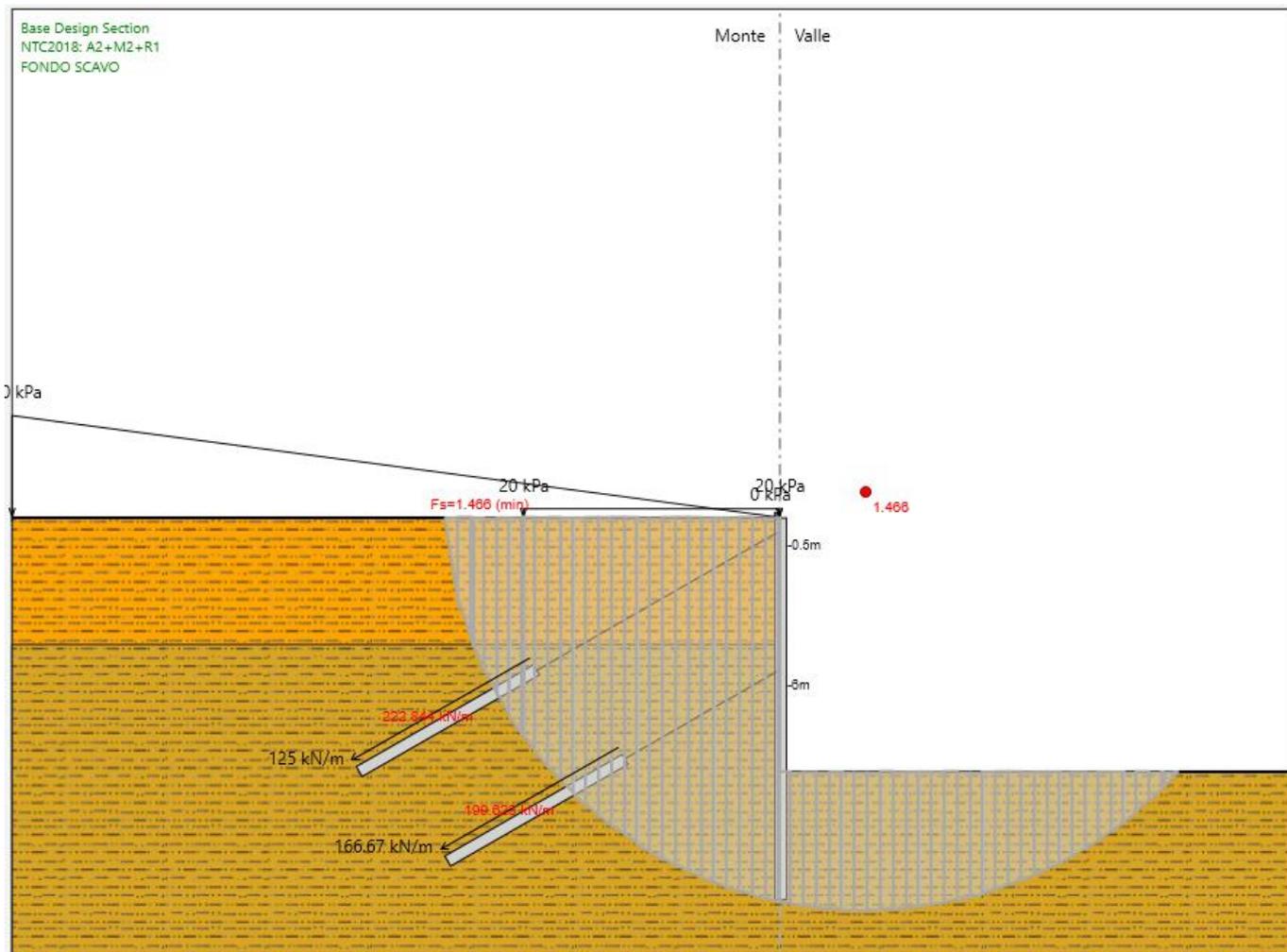


Figura 21-Analisi Stabilità globale SLU-GEO

Condizione	FASE	FS	FS minimo
SLU GEO	8	1,466	1,1

Tabella 11-Risultati Analisi stabilità globale

Il fattore di sicurezza minimo è sempre maggiore di 1,1 pertanto la verifica di stabilità globale risulta soddisfatta.

progettazione ati:

18 VERIFICA MURO ANDATORE

18.1 Geometria muro

Geometria paramento

Lunghezza muro 6.00 [m]

Paramento

Materiale C32/40
 Altezza paramento 8.90 [m]
 Altezza paramento libero 8.90 [m]
 Spessore in sommità paramento 0.75 [m]
 Spessore all'attacco con la fondazione 1.00 [m]
 Inclinazione paramento esterno 0.00 [°]
 Inclinazione paramento interno 0.00 [°]

Fondazione

Materiale C25/30
 Lunghezza mensola di valle 1.00 [m]
 Lunghezza mensola di monte 3.30 [m]
 Lunghezza totale 5.30 [m]
 Inclinazione piano di posa 0.00 [°]
 Spessore 1.20 [m]
 Spessore magrone 0.20 [m]

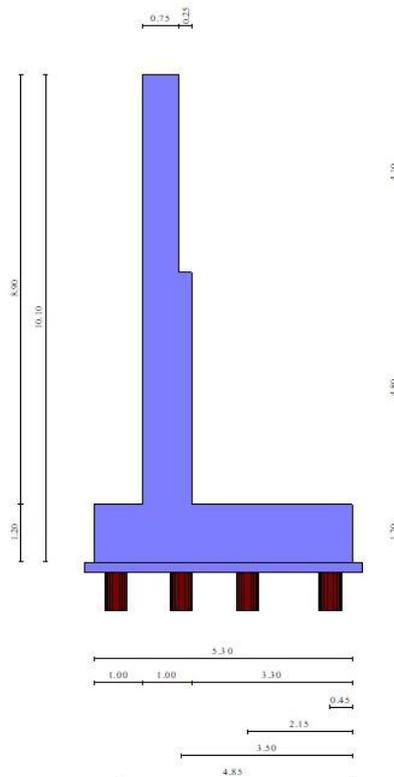


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

progettazione ati:

Descrizione pali di fondazione

Simbologia adottata

- n° numero d'ordine della fila
- X ascissa della fila misurata dallo spigolo di monte della fondazione espressa in [m]
- I interasse tra i pali, espressa in [m]
- f franco laterale (distanza minima dal bordo laterale), espressa in [m]
- Np Numero di pali della fila
- D diametro dei pali della fila espresso in [m]
- L lunghezza dei pali della fila espressa in [m]
- α inclinazione dei pali della fila rispetto alla verticale espressa in [°]

n°	Tipologia	X [m]	I [m]	f [m]	Np	D [m]	L [m]	α [°]
1	Tipologia palo	0.45	1.40	0.50	4	0.4500	12.00	0.00
2	Tipologia palo	2.15	1.40	0.50	4	0.4500	12.00	0.00
3	Tipologia palo	3.50	1.40	0.50	4	0.4500	12.00	0.00
4	Tipologia palo	4.85	1.40	0.50	4	0.4500	12.00	0.00

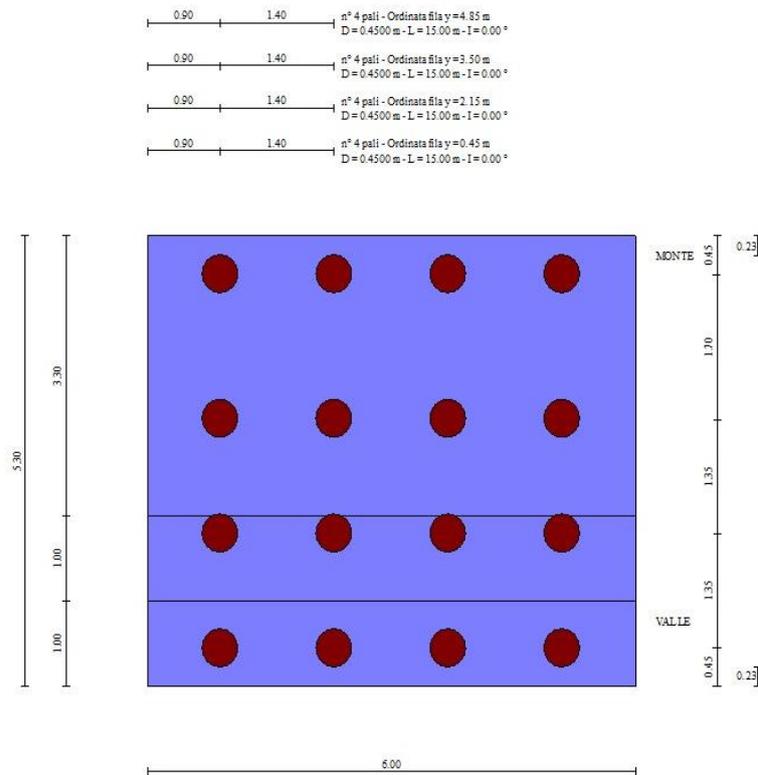


Fig. 2 - Pianta pali

Per le caratteristiche dei terreni in fondazione e per le verifiche geotecniche si rimanda alla Relazione geotecnica. Il terreno a tergo del muro è un rilevato stradale con $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ e $\phi = 35^\circ$

progettazione ati:

18.2 Parametri Sismici

Latitudine	43.671608
Longitudine	12.503264
Indice punti di interpolazione	20521 - 20520 - 20742 - 20743
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	100 anni

	Simbolo	U.M.	SLU	SLE	
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]	2.221	0.969	
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.226	0.099	
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.517	2.449	
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.328	0.296	
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss	B	1.172	1.200	
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St	T1	1.000		
Stato limite ...			Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo			1.000	26.531	13.266
Ultimo - Ribaltamento			1.000	26.531	13.266
Esercizio			1.000	11.857	5.928

Tabella 12-Parametri Sismici

Il diagramma di incremento sismico è stato ipotizzato con forma rettangolare.

18.3 Calcolo delle Spinte sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione r rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

progettazione ati:

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la falda il diagramma delle pressioni sul muro risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di q .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma.

Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

progettazione ati:

18.4 Condizioni di carico

Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN]

Condizione n° 1 (Condizione 1) – **Carico variabile da traffico**

Coeff. di combinazione $Y_0=0.40$ - $Y_1=0.40$ - $Y_2=0.00$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F_x [kN]	F_y [kN]	M [kNm]	X_i [m]	X_f [m]	Q_i [kN]	Q_f [kN]
1	Distribuito					0.00	20.00	20.0000	20.0000

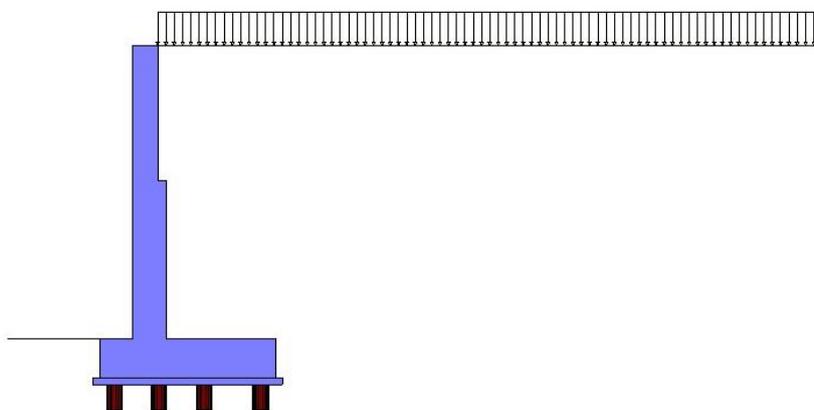
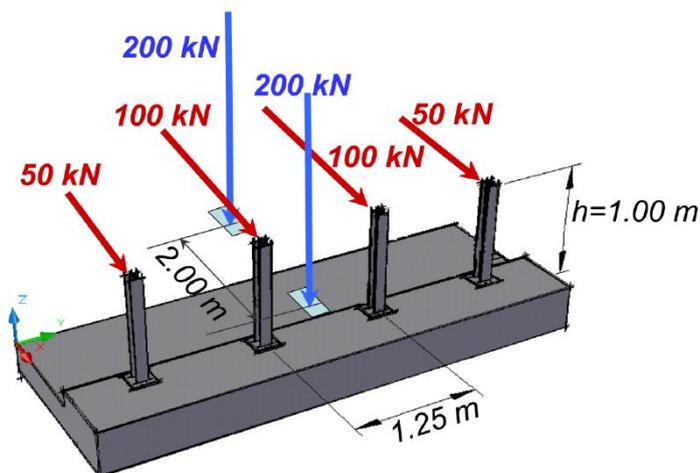


Fig. 4 - Carichi sul terreno

progettazione ati:

Condizione n° 2 (Condizione 2) – Urto + Schema 2

Nella condizione di carico 2, viene considerato come carico agente l'urto veicolare agente su 4 montanti delle barriere.



In particolare, poiché il programma di calcolo distribuisce il carico per metro lineare, il carico verticale derivante dall'impronta delle ruote è stato distribuito per l'intera estensione del concio di muro, mentre per quanto riguarda la forza orizzontale derivante dall'urto veicolare, a vantaggio di sicurezza sono stati considerati 100 kN distribuiti su una lunghezza pari all'interasse dei montanti della barriera pari a 1.25 m.

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Concentrato	Paramento	0.00; 0.00	80.0000	33.3300	88.0000				

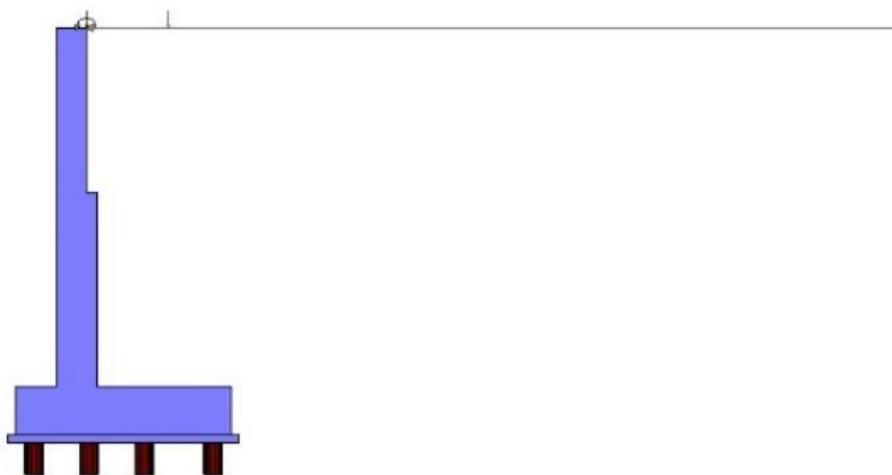


Fig. 5 - Carichi sul muro

progettazione ati:

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Concentrato	2.00	0.0000	33.3300					

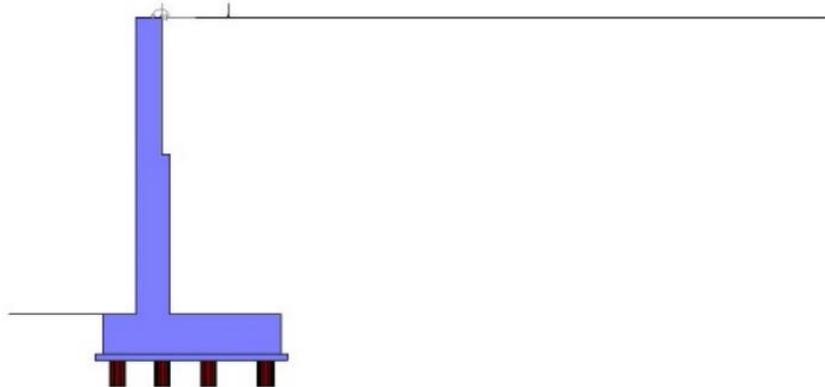


Fig. 6 - Carichi sul terreno

18.5 Combinazioni di carico

Normativa usata: Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7

Coef. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coef. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi')}$		1.00	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1.00	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1.00	1.40	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_r		1.00	1.00	1.00

Coef. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Carichi verticali. Coef. parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

progettazione ati:

Resistenza		Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Punta	γ_b	--	--	1.15	--	--	1.35	--	--	1.30
Laterale compressione	γ_s	--	--	1.15	--	--	1.15	--	--	1.15
Totale compressione	γ_t	--	--	1.15	--	--	1.30	--	--	1.25
Laterale trazione	γ_{st}	--	--	1.25	--	--	1.25	--	--	1.25

Carichi trasversali. Coeff. parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

		R1	R2	R3
Trasversale	γ_t	--	--	1.30

Coefficienti di riduzione z per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate 1

$\zeta_3=1.70$ $\zeta_4=1.70$

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali Ad:

$$G_1 + G_2 + A_d + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili. I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

progettazione ati:

18.6 Modello di calcolo

Il modello di calcolo è stato realizzato mediante il programma agli elementi finiti Max, software per la verifica dei muri di sostegno della Aztec in licenza alla Setin Srl.

Per la creazione del modello all'interno del programma di calcolo, si procede mediante gli step seguenti:

- Definizione della normativa di riferimento (NTC2018);
- Definizione dell'accelerazione sismica mediante le coordinate del sito;
- Definizione del tipo di terreno (Vedere paragrafo relativo alla geotecnica);
- Definizione dei materiali utilizzati (Vedere paragrafo relativo ai materiali);
- Definizione geometria del muro;
- Definizione geometria della palificata;
- Definizione profilo e stratigrafia di analisi;
- Definizione dei carichi applicati, condizioni di carico e combinazioni;
- Definizione della tipologia di analisi.

Di seguito, si riporta la il modello in vista 3d del muro andatore e la stratigrafia adottata nel modello di calcolo.

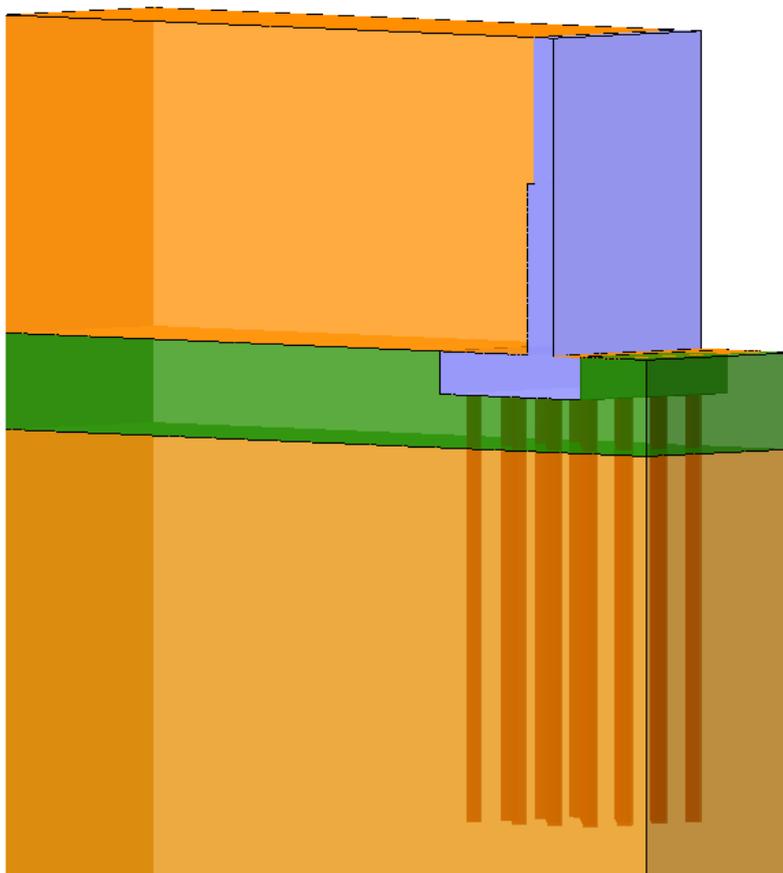


Figura 22-vista 3d del modello di calcolo

progettazione ati:

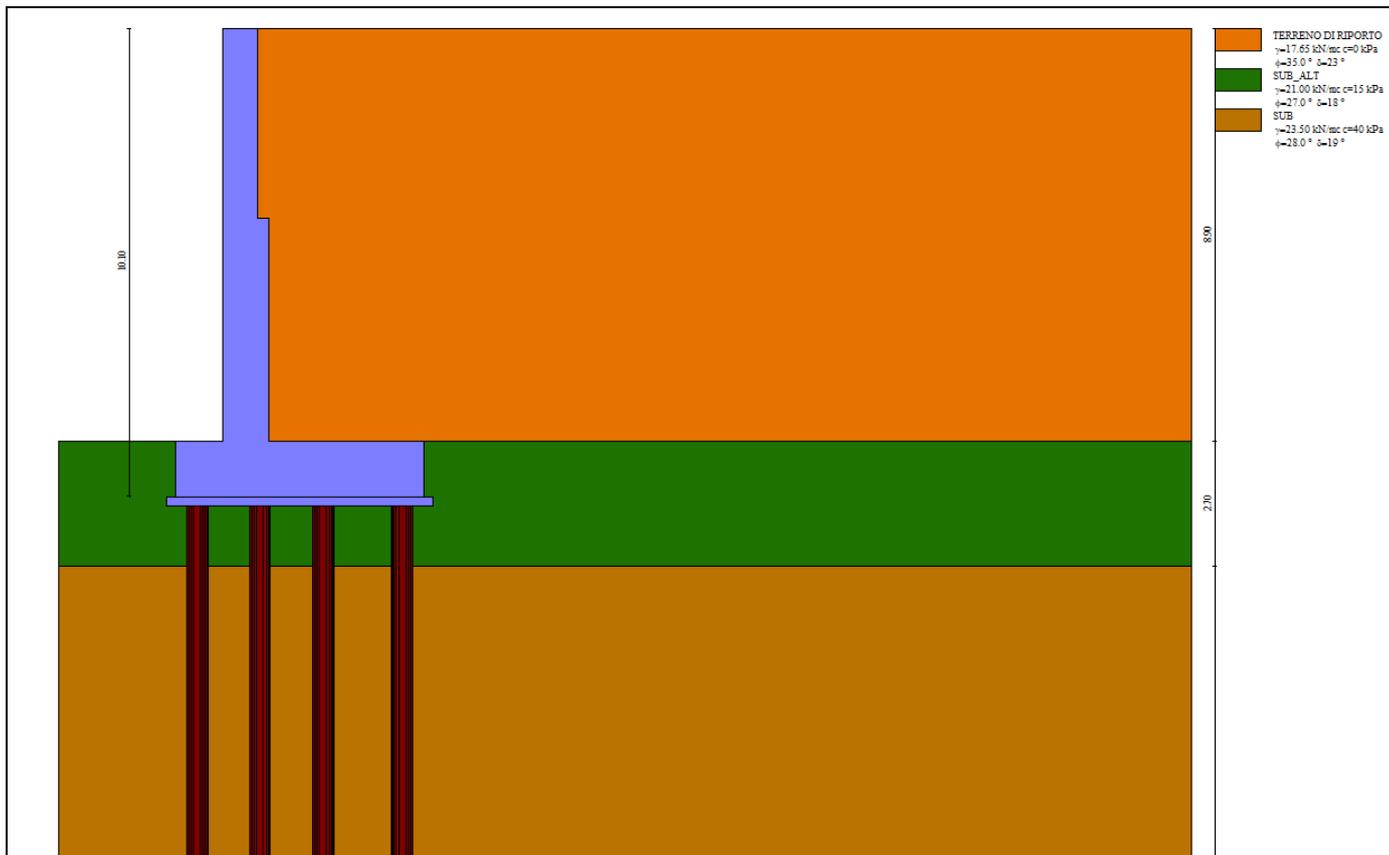


Figura 23-Stratigrafia modello di calcolo

progettazione ati:

18.7 Risultati modello di calcolo

Risultanti globali

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
N	Componente normale al piano di posa, espressa in [kN]
T	Componente parallela al piano di posa, espressa in [kN]
M _r	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
M _s	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
ecc	Eccentricità risultante, espressa in [m]

Ic	N [kN]	T [kN]	M _r [kNm]	M _s [kNm]	ecc [m]
1 - STR (A1-M1-R3)	1123.98	333.21	1206.39	3690.47	0.440
2 - STR (A1-M1-R3)	1172.26	634.63	2790.49	3838.37	1.756
3 - STR (A1-M1-R3)	918.76	592.34	2926.40	3400.35	2.134
4 - GEO (A2-M2-R2)	1083.38	334.81	1226.36	3500.49	0.551
5 - GEO (A2-M2-R2)	1172.26	634.63	2790.49	3838.37	1.756
6 - GEO (A2-M2-R2)	918.76	592.34	2926.40	3400.35	2.134
7 - EQU (A1-M1-R3)	1123.98	333.21	1206.39	15863.54	-10.390
8 - EQU (A1-M1-R3)	1172.26	634.63	2790.49	15458.64	-8.157
9 - EQU (A1-M1-R3)	918.76	592.34	2926.40	15020.62	-10.514
10 - ECC	1041.60	282.59	1580.64	3250.67	1.047
11 - SLER	1065.64	250.14	916.14	3425.38	0.295
12 - SLEF	1011.22	221.61	777.24	3212.57	0.242
13 - SLEQ	974.94	202.59	684.64	3070.69	0.203
14 - SLEQ	1058.76	384.89	1571.29	3390.65	0.932
15 - SLEQ	942.82	359.55	1599.50	3180.86	0.973

Scarichi in testa ai pali

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
N	Sforzo normale, espresso in [kN]
M	Momento, espresso in [kNm]
T	Taglio, espresso in [kN]

Cmb	Ip	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
1 - STR (A1-M1-R3)	1	143.66	(*)	-124.95
	2	350.14		-124.95
	3	514.10		-124.95
	4	678.07		-124.95
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	-866.04		-236.88
	2	649.82		-235.63
	3	987.28		-239.71
	4	987.28		-239.71
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	-731.08		-221.80
	2	247.44		-220.76
	3	874.45		-221.80
	4	987.28		-224.15
10 - ECC	1	-36.69		-105.97
	2	280.86		-105.97
	3	533.03		-105.97
	4	785.20		-105.97
11 - SLER	1	213.11		-93.80

progettazione ati:

Cmb	Ip	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
	2	351.72		-93.80
	3	461.78		-93.80
	4	571.85		-93.80
12 - SLEF	1	225.62		-83.10
	2	339.76		-83.10
	3	430.40		-83.10
	4	521.04		-83.10
13 - SLEQ	1	233.97		-75.97
	2	331.79		-75.97
	3	409.48		-75.97
	4	487.16		-75.97
14 - SLEQ H + V	1	-58.04		-144.33
	2	280.50		-144.33
	3	549.35		-144.33
	4	816.33		-144.33
15 - SLEQ H - V	1	-67.99		-134.83
	2	245.29		-134.83
	3	494.07		-134.83
	4	742.85		-134.83

(*) il valore del momento è ricavato dal valore del Taglio applicato ad uno schema di trave su suolo elastico incastrata in testa (vdr. Relazione geotecnica)

progettazione ati:

18.7.1 Sollecitazioni paramento

Simbologia adottata

- N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
 T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
 M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Di seguito si riporta i valori delle sollecitazioni lungo il paramento del muro valutati mediante l'involuppo delle combinazioni di carico.

n°	X	N _{min}	N _{max}	T _{min}	T _{max}	M _{min}	M _{max}
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
1	0.00	0.00	33.33	0.00	80.00	0.00	75.50
2	-0.10	1.63	35.20	0.02	80.02	0.00	83.50
3	-0.20	3.25	37.08	0.08	80.08	0.01	91.50
4	-0.30	4.88	38.95	0.18	80.18	0.02	99.51
5	-0.40	6.50	40.83	0.32	80.32	0.04	107.54
6	-0.50	8.13	42.70	0.50	80.50	0.08	115.57
7	-0.60	9.76	44.58	0.71	80.71	0.14	123.63
8	-0.70	11.38	46.45	0.97	80.97	0.23	131.71
9	-0.80	13.01	48.33	1.27	81.27	0.34	139.82
10	-0.90	14.63	50.20	1.61	81.61	0.48	147.97
11	-1.00	16.26	52.08	1.98	81.98	0.66	156.14
12	-1.10	17.88	53.95	2.40	82.40	0.88	164.36
13	-1.20	19.51	55.82	2.85	82.85	1.14	172.62
14	-1.30	21.14	57.70	3.35	83.35	1.45	180.93
15	-1.40	22.76	59.57	3.88	83.88	1.81	189.29
16	-1.50	24.39	61.45	4.46	84.50	2.23	197.70
17	-1.60	26.01	63.32	5.07	85.34	2.71	206.19
18	-1.70	27.64	65.20	5.72	86.43	3.24	214.77
19	-1.80	29.27	67.07	6.42	87.81	3.85	223.48
20	-1.90	30.89	68.95	7.15	89.45	4.53	232.34
21	-2.00	32.52	70.82	7.92	91.19	5.28	241.37
22	-2.10	34.14	72.70	8.73	92.99	6.11	250.58
23	-2.20	35.77	74.57	9.58	94.78	7.03	259.96
24	-2.30	37.40	76.44	10.48	96.57	8.03	269.53
25	-2.40	39.02	78.32	11.41	98.34	9.13	279.27
26	-2.50	40.65	80.19	12.38	100.10	10.31	289.19
27	-2.60	42.27	82.07	13.39	101.84	11.60	299.28
28	-2.70	43.90	83.94	14.43	103.58	12.99	309.55
29	-2.80	45.52	85.82	15.52	105.31	14.49	320.00
30	-2.90	47.15	87.69	16.65	107.03	16.10	330.61
31	-3.00	48.78	89.57	17.82	108.75	17.82	341.40
32	-3.10	50.40	91.44	19.03	110.46	19.66	352.35
33	-3.20	52.03	93.32	20.28	112.16	21.63	363.48
34	-3.30	53.65	95.19	21.56	113.85	23.72	374.78
35	-3.40	55.28	97.06	22.89	115.54	25.94	386.25
36	-3.50	56.91	98.94	24.25	117.22	28.29	397.88
37	-3.60	58.53	100.81	25.66	118.90	30.79	409.69
38	-3.70	60.16	102.69	27.11	120.57	33.43	421.66
39	-3.80	61.78	104.56	28.59	122.24	36.21	433.79
40	-3.90	63.41	106.44	30.11	123.90	39.14	446.10
41	-4.00	65.03	108.31	31.68	125.56	42.23	458.57
42	-4.10	66.66	110.19	33.28	127.22	45.48	471.20
43	-4.10	84.79	128.32	33.32	128.09	48.37	478.45
44	-4.20	86.96	130.82	35.04	132.16	51.79	491.26
45	-4.30	89.13	133.32	36.77	136.26	55.38	504.23
46	-4.40	91.30	135.82	38.53	140.38	59.14	517.38
47	-4.50	93.46	138.32	40.30	144.51	63.08	530.70
48	-4.60	95.63	140.82	42.11	148.67	67.20	544.19
49	-4.70	97.80	143.32	43.95	152.87	71.50	557.86

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	X	N_{min}	N_{max}	T_{min}	T_{max}	M_{min}	M_{max}
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
50	-4.80	99.97	145.82	45.83	157.11	75.99	571.71
51	-4.90	102.14	148.32	47.75	161.39	80.67	585.74
52	-5.00	104.30	150.82	49.71	165.71	85.54	599.96
53	-5.10	106.47	153.32	51.71	170.07	90.61	614.38
54	-5.20	108.64	155.82	53.75	174.47	95.88	628.99
55	-5.30	110.81	158.32	55.83	178.91	101.36	643.80
56	-5.40	112.98	160.82	57.95	183.39	107.05	658.82
57	-5.50	115.14	163.32	60.11	187.91	112.95	674.05
58	-5.60	117.31	165.82	62.31	192.46	119.07	689.50
59	-5.70	119.48	168.32	64.55	197.06	125.41	705.16
60	-5.80	121.65	170.81	66.82	201.70	131.98	721.05
61	-5.90	123.81	173.31	69.14	206.37	138.77	737.16
62	-6.00	125.98	175.81	71.50	211.09	145.80	753.50
63	-6.10	128.15	178.31	73.89	215.85	153.07	770.08
64	-6.20	130.32	180.81	76.33	220.64	160.58	786.90
65	-6.30	132.49	183.31	78.81	225.48	168.33	803.96
66	-6.40	134.65	185.81	81.32	230.35	176.34	821.27
67	-6.50	136.82	188.31	83.88	235.26	184.60	838.83
68	-6.60	138.99	190.81	86.47	240.22	193.11	856.64
69	-6.70	141.16	193.31	89.10	245.21	201.89	874.71
70	-6.80	143.33	195.81	91.78	250.24	210.93	893.05
71	-6.90	145.49	198.31	94.49	255.32	220.24	911.66
72	-7.00	147.66	200.81	97.24	260.43	229.83	930.53
73	-7.10	149.83	203.31	100.04	265.58	239.69	949.68
74	-7.20	152.00	205.81	102.87	270.77	249.83	969.12
75	-7.30	154.17	208.31	105.74	276.00	260.26	988.83
76	-7.40	156.33	210.81	108.65	281.27	270.98	1008.83
77	-7.50	158.50	213.31	111.60	286.58	281.99	1029.13
78	-7.60	160.67	215.81	114.59	291.93	293.29	1049.72
79	-7.70	162.84	218.30	117.62	297.32	304.90	1070.61
80	-7.80	165.00	220.80	120.69	302.75	316.81	1091.80
81	-7.90	167.17	223.30	123.80	308.22	329.04	1113.30
82	-8.00	169.34	225.80	126.95	313.73	341.57	1135.12
83	-8.10	171.51	228.30	130.14	319.27	354.42	1157.24
84	-8.20	173.68	230.80	133.37	324.86	367.59	1179.69
85	-8.30	175.84	233.30	136.64	330.49	381.09	1202.46
86	-8.40	178.01	235.80	139.94	336.15	394.92	1225.56
87	-8.50	180.18	238.30	143.29	341.86	409.08	1249.89
88	-8.60	182.35	240.80	146.68	347.61	423.57	1284.35
89	-8.70	184.52	243.30	150.10	353.39	438.41	1319.40
90	-8.80	186.68	245.80	153.57	359.22	453.59	1355.02
91	-8.90	188.85	248.30	157.07	365.08	469.11	1391.22

Tabella 13-Valori delle sollecitazioni sul paramento per l'involuppo delle combinazioni di carico

progettazione ati:

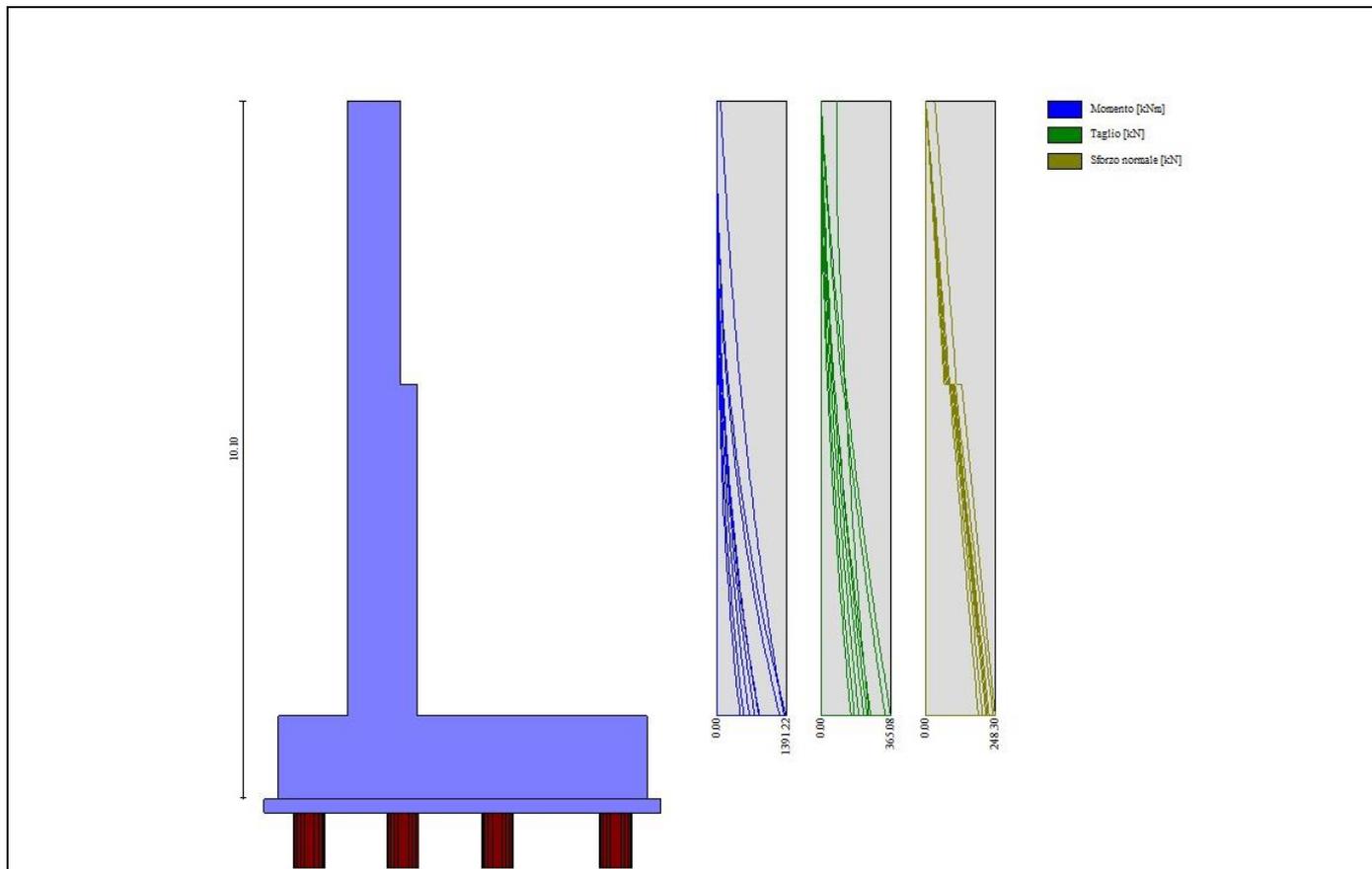


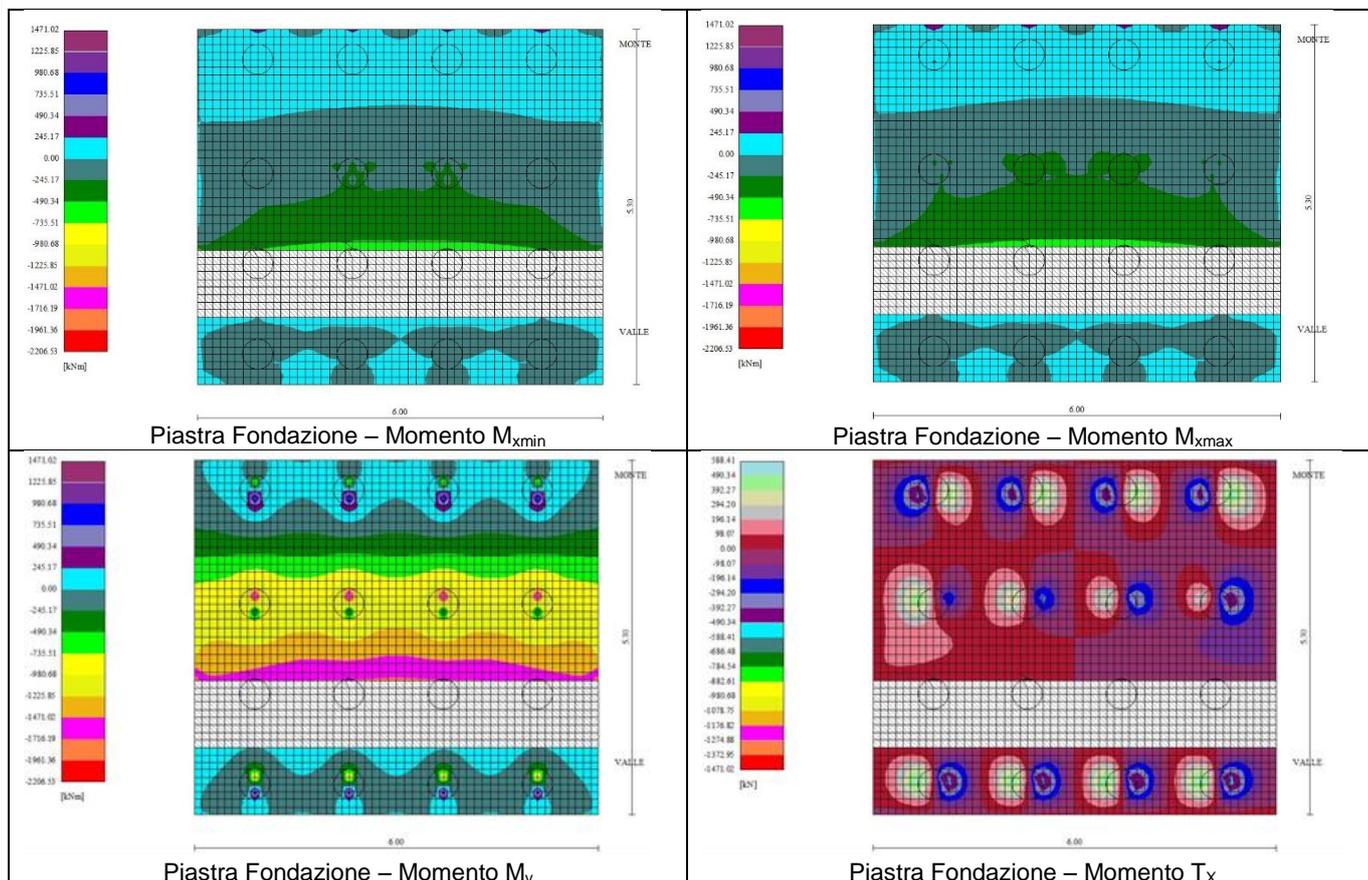
Figura 24-Diagramma delle sollecitazioni lungo il paramento per l'involuppo delle combinazioni di carico

progettazione ati:

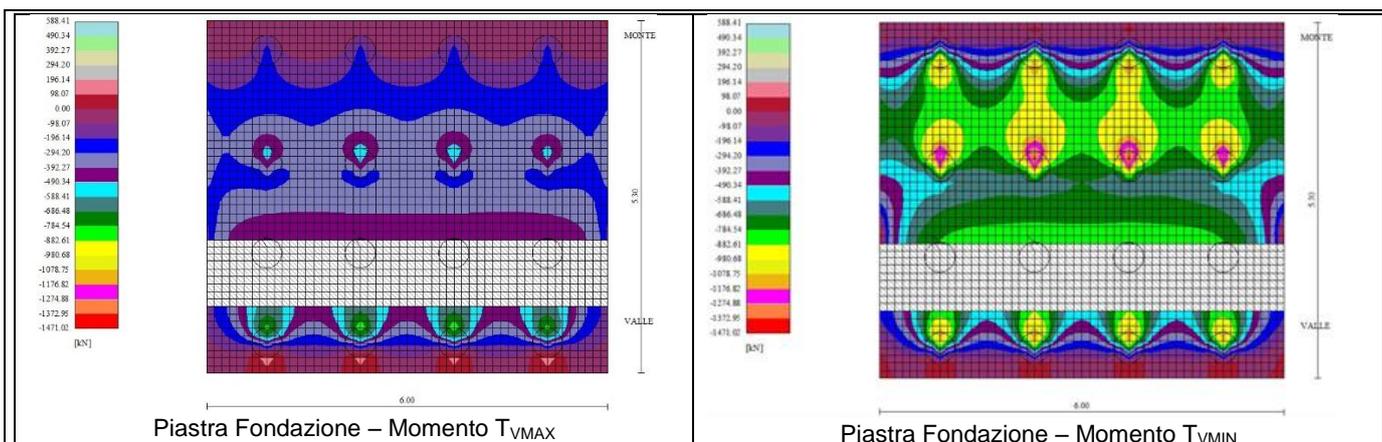
18.7.2 Sollecitazioni Piastra di fondazione

Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni minimi e massimi sulla piastra di fondazione per l'involuppo delle combinazioni di carico.

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Tx [kN]	Ty [kN]	
2119	313.67 (2)	-18.13 (2)	-2.87 (2)	40.22 (2)	-13.34 (2)	MAX
2415	-617.45 (3)	-2058.17 (3)	-467.26 (3)	0.00 (3)	-69.98 (3)	MIN
1664	260.83 (2)	1235.66 (2)	8.56 (2)	3.89 (2)	-1125.21 (2)	MAX
835	-394.14 (2)	-2105.07 (2)	14.40 (2)	29.25 (2)	-1404.11 (2)	MIN
344	-617.45 (3)	-2058.16 (3)	467.23 (3)	0.00 (3)	-70.04 (3)	MAX
2415	-617.45 (3)	-2058.17 (3)	-467.26 (3)	0.00 (3)	-69.98 (3)	MIN
1772	-84.14 (2)	-155.37 (2)	-99.20 (2)	525.53 (2)	-347.44 (2)	MAX
105	-84.14 (2)	-155.37 (2)	99.20 (2)	-525.53 (2)	-347.44 (2)	MIN
1942	-107.80 (10)	73.99 (10)	-7.95 (10)	8.88 (10)	122.87 (10)	MAX
835	-394.14 (2)	-2105.07 (2)	14.40 (2)	29.25 (2)	-1404.11 (2)	MIN



progettazione ati:



18.8 Verifiche strutturali

18.8.1 Verifica a flessione paramento

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [m]
H	altezza sezione espressa in [m]
Afi	area ferri inferiori espresso in [mq]
Afs	area ferri superiori espressa in [mq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente espressa in [kN]
Mu	momento ultimi espresso in [kNm]
Nu	sforzo normale ultimo espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	1.00	0.75	0.001963	0.002454	75.50	33.33	868.96	383.60	11.509
2	1.00	0.75	0.001963	0.002454	83.50	35.20	862.46	363.62	10.329
3	1.00	0.75	0.001963	0.002454	91.50	37.08	857.17	347.34	9.368
4	1.00	0.75	0.001963	0.002454	99.51	38.95	852.76	333.81	8.569
5	1.00	0.75	0.001963	0.002454	107.54	40.83	849.04	322.35	7.895
6	1.00	0.75	0.001963	0.002454	115.57	42.70	845.84	312.52	7.319
7	1.00	0.75	0.001963	0.002454	123.63	44.58	843.06	303.98	6.819
8	1.00	0.75	0.001963	0.002454	131.71	46.45	840.62	296.46	6.382
9	1.00	0.75	0.001963	0.002454	139.82	48.33	838.45	289.79	5.996
10	1.00	0.75	0.001963	0.002454	147.97	50.20	836.50	283.80	5.653
11	1.00	0.75	0.001963	0.002454	156.14	52.08	834.75	278.40	5.346
12	1.00	0.75	0.001963	0.002454	164.36	53.95	833.15	273.47	5.069
13	1.00	0.75	0.001963	0.002454	172.62	55.82	831.68	268.96	4.818
14	1.00	0.75	0.001963	0.002454	180.93	57.70	830.32	264.80	4.589
15	1.00	0.75	0.001963	0.002454	189.29	59.57	829.07	260.93	4.380
16	1.00	0.75	0.001963	0.002454	197.70	61.45	827.89	257.32	4.188
17	1.00	0.75	0.001963	0.002454	206.19	63.32	826.79	253.91	4.010
18	1.00	0.75	0.001963	0.002454	214.77	65.20	825.73	250.66	3.845
19	1.00	0.75	0.001963	0.002454	223.48	67.07	824.70	247.51	3.690
20	1.00	0.75	0.001963	0.002454	232.34	68.95	823.70	244.43	3.545
21	1.00	0.75	0.001963	0.002454	241.37	70.82	822.71	241.40	3.409
22	1.00	0.75	0.001963	0.002454	250.58	72.70	821.74	238.40	3.279

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
23	1.00	0.75	0.001963	0.002454	259.96	74.57	820.78	235.44	3.157
24	1.00	0.75	0.001963	0.002454	269.53	76.44	819.83	232.52	3.042
25	1.00	0.75	0.001963	0.002454	279.27	78.32	818.90	229.65	2.932
26	1.00	0.75	0.001963	0.002454	289.19	80.19	817.98	226.83	2.829
27	1.00	0.75	0.001963	0.002454	299.28	82.07	817.08	224.05	2.730
28	1.00	0.75	0.001963	0.002454	309.55	83.94	816.19	221.33	2.637
29	1.00	0.75	0.001963	0.002454	320.00	85.82	815.32	218.65	2.548
30	1.00	0.75	0.001963	0.002454	330.61	87.69	814.47	216.03	2.464
31	1.00	0.75	0.001963	0.002454	341.40	89.57	813.63	213.46	2.383
32	1.00	0.75	0.001963	0.002454	352.35	91.44	812.81	210.94	2.307
33	1.00	0.75	0.001963	0.002454	363.48	93.32	812.01	208.46	2.234
34	1.00	0.75	0.001963	0.002454	374.78	95.19	811.22	206.04	2.165
35	1.00	0.75	0.001963	0.002454	386.25	97.06	810.45	203.67	2.098
36	1.00	0.75	0.001963	0.002454	397.88	98.94	809.69	201.34	2.035
37	1.00	0.75	0.001963	0.002454	409.69	100.81	808.95	199.06	1.975
38	1.00	0.75	0.001963	0.002454	421.66	102.69	808.22	196.83	1.917
39	1.00	0.75	0.001963	0.002454	433.79	104.56	807.51	194.64	1.862
40	1.00	0.75	0.001963	0.002454	446.10	106.44	806.82	192.50	1.809
41	1.00	0.75	0.001963	0.002454	458.57	108.31	806.13	190.41	1.758
42	1.00	0.75	0.001963	0.002454	471.20	110.19	805.47	188.35	1.709
43	1.00	1.00	0.001963	0.003927	478.45	128.32	1826.07	489.76	3.817
44	1.00	1.00	0.001963	0.003927	491.26	130.82	1824.36	485.83	3.714
45	1.00	1.00	0.001963	0.003927	504.23	133.32	1822.67	481.92	3.615
46	1.00	1.00	0.001963	0.003927	517.38	135.82	1820.99	478.04	3.520
47	1.00	1.00	0.001963	0.003927	530.70	138.32	1819.31	474.18	3.428
48	1.00	1.00	0.001963	0.003927	544.19	140.82	1817.65	470.35	3.340
49	1.00	1.00	0.001963	0.003927	557.86	143.32	1816.01	466.55	3.255
50	1.00	1.00	0.001963	0.003927	571.71	145.82	1814.37	462.77	3.174
51	1.00	1.00	0.001963	0.003927	585.74	148.32	1812.74	459.02	3.095
52	1.00	1.00	0.001963	0.003927	599.96	150.82	1811.12	455.28	3.019
53	1.00	1.00	0.001963	0.003927	614.38	153.32	1809.51	451.56	2.945
54	1.00	1.00	0.001963	0.003927	628.99	155.82	1807.91	447.87	2.874
55	1.00	1.00	0.001963	0.003927	643.80	158.32	1806.31	444.19	2.806
56	1.00	1.00	0.001963	0.003927	658.82	160.82	1804.73	440.53	2.739
57	1.00	1.00	0.001963	0.003927	674.05	163.32	1803.15	436.88	2.675
58	1.00	1.00	0.001963	0.003927	689.50	165.82	1801.57	433.26	2.613
59	1.00	1.00	0.001963	0.003927	705.16	168.32	1800.01	429.64	2.553
60	1.00	1.00	0.001963	0.003927	721.05	170.81	1798.45	426.05	2.494
61	1.00	1.00	0.001963	0.003927	737.16	173.31	1796.90	422.47	2.438
62	1.00	1.00	0.001963	0.003927	753.50	175.81	1795.35	418.91	2.383
63	1.00	1.00	0.001963	0.003927	770.08	178.31	1793.82	415.36	2.329
64	1.00	1.00	0.001963	0.003927	786.90	180.81	1792.29	411.83	2.278
65	1.00	1.00	0.001963	0.003927	803.96	183.31	1790.76	408.31	2.227
66	1.00	1.00	0.001963	0.003927	821.27	185.81	1789.25	404.82	2.179
67	1.00	1.00	0.001963	0.003927	838.83	188.31	1787.74	401.34	2.131
68	1.00	1.00	0.001963	0.003927	856.64	190.81	1786.24	397.87	2.085
69	1.00	1.00	0.001963	0.003927	874.71	193.31	1784.74	394.42	2.040
70	1.00	1.00	0.001963	0.003927	893.05	195.81	1783.26	390.99	1.997
71	1.00	1.00	0.001963	0.003927	911.66	198.31	1781.78	387.58	1.954
72	1.00	1.00	0.001963	0.003927	930.53	200.81	1780.31	384.19	1.913
73	1.00	1.00	0.001963	0.003927	949.68	203.31	1778.84	380.81	1.873
74	1.00	1.00	0.001963	0.003927	852.49	192.96	1548.13	350.41	1.816
75	1.00	1.00	0.001963	0.003927	879.82	195.79	1545.31	343.88	1.756
76	1.00	1.00	0.001963	0.003927	907.68	198.62	1542.58	337.55	1.699
77	1.00	1.00	0.001963	0.003927	936.06	201.45	1539.93	331.41	1.645
78	1.00	1.00	0.001963	0.003927	964.98	204.28	1537.36	325.45	1.593
79	1.00	1.00	0.001963	0.003927	994.44	207.11	1534.86	319.67	1.543
80	1.00	1.00	0.001963	0.003927	1024.43	209.94	1532.44	314.05	1.496
81	1.00	1.00	0.001963	0.003927	1054.98	212.77	1530.08	308.60	1.450
82	1.00	1.00	0.001963	0.003927	1086.07	215.61	1527.80	303.30	1.407
83	1.00	1.00	0.001963	0.003927	1117.71	218.44	1525.57	298.15	1.365
84	1.00	1.00	0.001963	0.003927	1149.91	221.27	1523.41	293.14	1.325
85	1.00	1.00	0.001963	0.003927	1182.67	224.10	1521.31	288.27	1.286
86	1.00	1.00	0.001963	0.003927	1215.99	226.93	1519.26	283.53	1.249

progettazione ati:

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
87	1.00	1.00	0.001963	0.003927	1249.89	229.76	1517.27	278.91	1.214
88	1.00	1.00	0.001963	0.003927	1284.35	232.59	1515.33	274.42	1.180
89	1.00	1.00	0.001963	0.003927	1319.40	235.42	1513.45	270.05	1.147
90	1.00	1.00	0.001963	0.003927	1355.02	238.25	1511.61	265.79	1.116
91	1.00	1.00	0.001963	0.003927	1391.22	241.09	1509.82	261.64	1.085

Tabella 14-Verifica a Flessione paramento

18.8.2 Verifica a taglio paramento

Simbologia adottata

- Is indice sezione
 Y ordinata sezione espressa in [m]
 B larghezza sezione espresso in [m]
 H altezza sezione espressa in [m]
 A_{sw} area ferri a taglio espresso in [mq]
 cotgq inclinazione delle bielle compresse, q inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
 V_{Rcd} resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
 V_{Rsd} resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
 V_{Rd} resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A_{sw}>0.0)
 V_{Rd}=min(V_{Rcd}, V_{Rsd}).
 T taglio agente espressa in [kN]
 FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

n°	B [m]	H [m]	A _{sw} [mq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	366.46	80.00	4.581
2	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	366.72	80.02	4.583
3	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	366.99	80.08	4.583
4	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	367.26	80.18	4.580
5	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	367.53	80.32	4.576
6	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	367.80	80.50	4.569
7	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	368.06	80.71	4.560
8	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	368.33	80.97	4.549
9	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	368.60	81.27	4.536
10	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	368.87	81.61	4.520
11	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	369.14	81.98	4.503
12	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	369.40	82.40	4.483
13	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	369.67	82.85	4.462
14	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	369.94	83.35	4.439
15	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	370.21	83.88	4.413
16	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	370.48	84.50	4.384
17	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	370.74	85.34	4.344
18	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	371.01	86.43	4.293
19	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	371.28	87.81	4.228
20	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	371.55	89.45	4.154
21	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	371.82	91.19	4.078
22	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	372.09	92.99	4.001
23	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	372.35	94.78	3.928
24	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	372.62	96.57	3.859
25	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	372.89	98.34	3.792
26	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	373.16	100.10	3.728
27	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	373.43	101.84	3.667
28	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	373.69	103.58	3.608
29	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	373.96	105.31	3.551
30	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	374.23	107.03	3.496
31	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	374.50	108.75	3.444
32	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	374.77	110.46	3.393
33	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	375.03	112.16	3.344
34	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	375.30	113.85	3.296
35	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	375.57	115.54	3.251

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	A _{sw} [mq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
36	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	375.84	117.22	3.206
37	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	376.11	118.90	3.163
38	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	376.37	120.57	3.122
39	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	376.64	122.24	3.081
40	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	376.91	123.90	3.042
41	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	377.18	125.56	3.004
42	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	377.45	127.22	2.967
43	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	477.99	128.09	3.732
44	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	478.40	132.16	3.620
45	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	478.81	136.26	3.514
46	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	479.22	140.38	3.414
47	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	479.63	144.51	3.319
48	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	480.04	148.67	3.229
49	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	480.45	152.87	3.143
50	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	480.86	157.11	3.061
51	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	481.27	161.39	2.982
52	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	481.68	165.71	2.907
53	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	482.09	170.07	2.835
54	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	482.50	174.47	2.765
55	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	482.91	178.91	2.699
56	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	483.32	183.39	2.635
57	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	483.73	187.91	2.574
58	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	484.14	192.46	2.515
59	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	484.55	197.06	2.459
60	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	484.96	201.70	2.404
61	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	485.37	206.37	2.352
62	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	485.78	211.09	2.301
63	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	486.19	215.85	2.252
64	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	486.60	220.64	2.205
65	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	487.01	225.48	2.160
66	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	487.42	230.35	2.116
67	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	487.83	235.26	2.074
68	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	488.24	240.22	2.032
69	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	488.65	245.21	1.993
70	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	489.06	250.24	1.954
71	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	489.47	255.32	1.917
72	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	489.87	260.43	1.881
73	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	490.28	265.58	1.846
74	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	490.69	270.77	1.812
75	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	491.10	276.00	1.779
76	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	491.51	281.27	1.747
77	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	491.92	286.58	1.717
78	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	492.33	291.93	1.686
79	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	492.74	297.32	1.657
80	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	493.15	302.75	1.629
81	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	493.56	308.22	1.601
82	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	493.97	313.73	1.575
83	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	494.38	319.27	1.548
84	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	494.79	324.86	1.523
85	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	495.20	330.49	1.498
86	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	495.61	336.15	1.474
87	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	496.02	341.86	1.451
88	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	496.43	347.61	1.428
89	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	496.84	353.39	1.406
90	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	497.25	359.22	1.384
91	1.00	1.00	0.000000	--	0.00	0.00	497.66	365.08	1.363

Tabella 15-Verifica a taglio paramento

progettazione ati:

18.8.3 Verifica a flessione piastra fondazione

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [m]
H	altezza sezione espressa in [m]
Afi, Afs	area ferri inferiori e superiori, espresso in [mq]
Mp, Mn	momento positivo e negativo agente espressa in [kNm]
Mu	momento ultimi espresso in [kNm]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Is	Afi [mq]	Afs [mq]	Mp [kNm]	Mn [kNm]	Mu [kNm]	FS
1-21-P	0.001810	0.001810	22.21	-119.19	-807.84	14.220 (2)
3-10-P	0.001407	0.001407	0.00	-350.59	-628.62	20.479 (2)
4-10-P	0.001407	0.001407	0.00	-231.39	-628.62	17.049 (2)
5-10-P	0.001407	0.001407	9.26	-40.21	-628.62	51.227 (2)
6-21-P	0.001407	0.001407	156.16	-15.77	-628.62	20.737 (2)
7-6-S	0.001810	0.003820	0.00	-1650.64	-1687.08	8.496 (3)
8-6-S	0.001810	0.004021	0.00	-1764.37	-1774.06	10.460 (3)
9-6-S	0.001810	0.004222	0.00	-1813.69	-1860.86	12.329 (3)
10-6-S	0.001810	0.004222	0.00	-1812.55	-1860.86	12.338 (3)
11-6-S	0.001810	0.004021	0.00	-1764.17	-1774.06	10.461 (3)
12-6-S	0.001810	0.003820	0.00	-1648.99	-1687.08	8.495 (3)

Tabella 16-Verifica a flessione piastra di fondazione

18.8.4 Verifica a taglio piastra fondazione

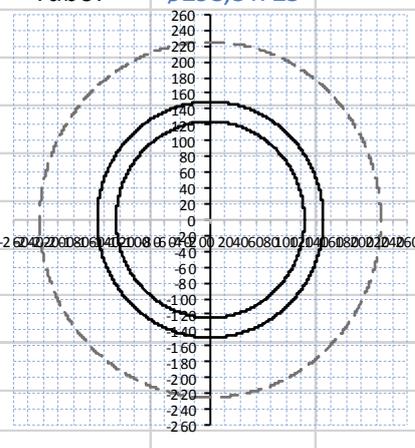
Simbologia adottata

Is	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [m]
H	altezza sezione espressa in [m]
A _{sw}	area ferri a taglio espresso in [mq]
cotgq	inclinazione delle bielle compresse, q inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0)
V _{Rd}	=min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Is	B [m]	H [m]	A _{sw} [mq]	cotg (θ)	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1-10-P	1.00	1.20	0.000000	2.500	0.00	0.00	800.53	249.59	3.207 (1)
3-1-P	0.83	1.20	0.000000	2.500	0.00	0.00	660.44	97.50	6.774 (1)
4-5-P	0.82	1.20	0.000000	2.500	0.00	0.00	660.44	227.66	2.901 (1)
5-1-P	0.82	1.20	0.000000	2.500	0.00	0.00	660.44	71.33	9.259 (1)
6-1-P	0.83	1.20	0.000000	2.500	0.00	0.00	660.44	216.40	3.052 (1)
7-14-S	1.00	1.20	0.000000	2.500	0.00	0.00	800.53	779.80	1.027 (1)
8-15-S	1.00	1.20	0.000000	2.500	0.00	0.00	800.53	794.14	1.008 (1)
9-17-S	1.00	1.20	0.000000	2.500	0.00	0.00	800.53	795.94	1.006 (1)
10-17-S	1.00	1.20	0.000000	2.500	0.00	0.00	800.53	795.94	1.006 (1)
11-15-S	1.00	1.20	0.000000	2.500	0.00	0.00	800.53	794.14	1.008 (1)
12-14-S	1.00	1.20	0.000000	2.500	0.00	0.00	800.53	779.80	1.027 (1)

progettazione ati:

18.8.5 Verifica palo di fondazione

VERIFICA MEDIOPALO							
Materiale							
Acciaio	S355		Tipo di acciaio				
f_{yk}	355	N/mm^2	Tensione di snervamento				
f_{tk}	510	N/mm^2	Tensione di rottura				
γ_{M0}	1,05	-	Coefficiente parziale di sicurezza				
f_{yd}	338,10	N/mm^2	Tensione di snervamento di progetto				
Caratteristiche Sezione							
Tubo:	$\phi 298,5 \times 25$						
	D_e	298,5	mm	Diametro Esterno Tubo			
	s_p	25	mm	Spessore Tubo			
	D_i	248,5	mm	Diametro Interno tubo			
	R_e	149,25	mm	Raggio esterno tubo			
	R_i	124,25	mm	Raggio interno tubo			
	A	215	cm^2	Area tubo			
	W_{el}	1357	cm^3	Modulo elastico di resistenza a flessione			
	$D_{micropalo}$	450	mm	Diametro Micropalo			
VERIFICA SEZIONE							
Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo							
N_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	V_{ed} [kN]	σ [Mpa]	τ [Mpa]	σ_{VM} [Mpa]	F.S. [-]	CHECK
987,2805	297,80	238,5	265,37	22,19	268,14	0,79	$\sigma_{VM} < f_{yd}$
							Verifica Soddisfatta

progettazione ati:

18.9 Verifiche di esercizio

18.9.1 Verifica delle tensioni di esercizio

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espresso in [m]
H	altezza sezione, espressa in [m]
Afi	area ferri inferiori, espresso in [mq]
Afs	area ferri superiori, espressa in [mq]
M	momento agente, espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente, espressa in [kN]
σ_c	tensione di compressione nel cls, espressa in [kPa]
σ_{fi}	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kPa]
σ_{fs}	tensione nei ferri superiori, espressa in [kPa]

Combinazioni SLER

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	19920	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	360000	[kPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.00	0.00	0 (11)	0 (11)	0 (11)
2	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.02	1.87	3 (11)	31 (11)	38 (11)
3	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.10	3.75	6 (11)	57 (11)	81 (11)
4	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.22	5.62	9 (11)	76 (11)	131 (11)
5	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.40	7.50	13 (11)	89 (11)	187 (11)
6	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.64	9.37	17 (11)	95 (11)	251 (11)
7	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.95	11.25	23 (11)	93 (11)	322 (11)
8	1.00	0.75	0.001963	0.002454	1.33	13.12	28 (11)	84 (11)	401 (11)
9	1.00	0.75	0.001963	0.002454	1.77	15.00	35 (11)	66 (11)	489 (11)
10	1.00	0.75	0.001963	0.002454	2.30	16.87	42 (11)	39 (11)	586 (11)
11	1.00	0.75	0.001963	0.002454	2.90	18.75	50 (11)	0 (1)	694 (11)
12	1.00	0.75	0.001963	0.002454	3.59	20.62	59 (11)	66 (11)	817 (11)
13	1.00	0.75	0.001963	0.002454	4.37	22.49	69 (11)	163 (11)	957 (11)
14	1.00	0.75	0.001963	0.002454	5.24	24.37	81 (11)	299 (11)	1116 (11)
15	1.00	0.75	0.001963	0.002454	6.21	26.24	95 (11)	485 (11)	1296 (11)
16	1.00	0.75	0.001963	0.002454	7.28	28.12	111 (11)	729 (11)	1497 (11)
17	1.00	0.75	0.001963	0.002454	8.45	29.99	128 (11)	1039 (11)	1720 (11)
18	1.00	0.75	0.001963	0.002454	9.73	31.87	147 (11)	1421 (11)	1964 (11)
19	1.00	0.75	0.001963	0.002454	11.12	33.74	169 (11)	1878 (11)	2230 (11)
20	1.00	0.75	0.001963	0.002454	12.63	35.62	192 (11)	2415 (11)	2518 (11)
21	1.00	0.75	0.001963	0.002454	14.25	37.49	217 (11)	3033 (11)	2826 (11)
22	1.00	0.75	0.001963	0.002454	16.01	39.37	244 (11)	3736 (11)	3156 (11)
23	1.00	0.75	0.001963	0.002454	17.89	41.24	273 (11)	4525 (11)	3507 (11)
24	1.00	0.75	0.001963	0.002454	19.90	43.11	303 (11)	5401 (11)	3879 (11)
25	1.00	0.75	0.001963	0.002454	22.05	44.99	336 (11)	6368 (11)	4274 (11)
26	1.00	0.75	0.001963	0.002454	24.33	46.86	371 (11)	7426 (11)	4690 (11)
27	1.00	0.75	0.001963	0.002454	26.76	48.74	408 (11)	8578 (11)	5129 (11)
28	1.00	0.75	0.001963	0.002454	29.34	50.61	447 (11)	9826 (11)	5592 (11)
29	1.00	0.75	0.001963	0.002454	32.07	52.49	489 (11)	11173 (11)	6078 (11)
30	1.00	0.75	0.001963	0.002454	34.96	54.36	532 (11)	12619 (11)	6588 (11)
31	1.00	0.75	0.001963	0.002454	38.01	56.24	578 (11)	14168 (11)	7123 (11)
32	1.00	0.75	0.001963	0.002454	41.22	58.11	626 (11)	15822 (11)	7683 (11)

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	ofi [kPa]	ofs [kPa]
33	1.00	0.75	0.001963	0.002454	44.59	59.99	676 (11)	17583 (11)	8269 (11)
34	1.00	0.75	0.001963	0.002454	48.14	61.86	729 (11)	19454 (11)	8882 (11)
35	1.00	0.75	0.001963	0.002454	51.87	63.73	784 (11)	21436 (11)	9522 (11)
36	1.00	0.75	0.001963	0.002454	55.77	65.61	842 (11)	23533 (11)	10189 (11)
37	1.00	0.75	0.001963	0.002454	59.86	67.48	903 (11)	25746 (11)	10885 (11)
38	1.00	0.75	0.001963	0.002454	64.13	69.36	966 (11)	28078 (11)	11610 (11)
39	1.00	0.75	0.001963	0.002454	68.60	71.23	1032 (11)	30532 (11)	12364 (11)
40	1.00	0.75	0.001963	0.002454	73.26	73.11	1100 (11)	33109 (11)	13149 (11)
41	1.00	0.75	0.001963	0.002454	78.12	74.98	1172 (11)	35813 (11)	13964 (11)
42	1.00	0.75	0.001963	0.002454	83.19	76.86	1246 (11)	38646 (11)	14810 (11)
43	1.00	1.00	0.001963	0.003927	84.24	99.99	691 (11)	14312 (11)	9136 (11)
44	1.00	1.00	0.001963	0.003927	89.57	102.49	733 (11)	15569 (11)	9677 (11)
45	1.00	1.00	0.001963	0.003927	95.19	104.99	778 (11)	16912 (11)	10245 (11)
46	1.00	1.00	0.001963	0.003927	101.08	107.49	825 (11)	18335 (11)	10838 (11)
47	1.00	1.00	0.001963	0.003927	107.22	109.99	873 (11)	19830 (11)	11454 (11)
48	1.00	1.00	0.001963	0.003927	113.58	112.49	923 (11)	21393 (11)	12090 (11)
49	1.00	1.00	0.001963	0.003927	120.18	114.99	975 (11)	23023 (11)	12747 (11)
50	1.00	1.00	0.001963	0.003927	127.00	117.49	1028 (11)	24721 (11)	13425 (11)
51	1.00	1.00	0.001963	0.003927	134.06	119.99	1084 (11)	26488 (11)	14124 (11)
52	1.00	1.00	0.001963	0.003927	141.36	122.49	1141 (11)	28327 (11)	14845 (11)
53	1.00	1.00	0.001963	0.003927	148.90	124.99	1200 (11)	30237 (11)	15588 (11)
54	1.00	1.00	0.001963	0.003927	156.68	127.49	1260 (11)	32219 (11)	16353 (11)
55	1.00	1.00	0.001963	0.003927	164.72	129.99	1323 (11)	34276 (11)	17141 (11)
56	1.00	1.00	0.001963	0.003927	173.01	132.49	1387 (11)	36407 (11)	17952 (11)
57	1.00	1.00	0.001963	0.003927	181.56	134.99	1453 (11)	38614 (11)	18786 (11)
58	1.00	1.00	0.001963	0.003927	190.38	137.49	1521 (11)	40899 (11)	19644 (11)
59	1.00	1.00	0.001963	0.003927	199.46	139.99	1592 (11)	43261 (11)	20527 (11)
60	1.00	1.00	0.001963	0.003927	208.81	142.48	1664 (11)	45703 (11)	21434 (11)
61	1.00	1.00	0.001963	0.003927	218.44	144.98	1738 (11)	48226 (11)	22366 (11)
62	1.00	1.00	0.001963	0.003927	228.34	147.48	1814 (11)	50831 (11)	23323 (11)
63	1.00	1.00	0.001963	0.003927	238.53	149.98	1893 (11)	53518 (11)	24305 (11)
64	1.00	1.00	0.001963	0.003927	249.00	152.48	1973 (11)	56290 (11)	25314 (11)
65	1.00	1.00	0.001963	0.003927	259.76	154.98	2056 (11)	59146 (11)	26349 (11)
66	1.00	1.00	0.001963	0.003927	270.82	157.48	2141 (11)	62089 (11)	27411 (11)
67	1.00	1.00	0.001963	0.003927	282.17	159.98	2228 (11)	65119 (11)	28499 (11)
68	1.00	1.00	0.001963	0.003927	293.83	162.48	2317 (11)	68238 (11)	29615 (11)
69	1.00	1.00	0.001963	0.003927	305.80	164.98	2408 (11)	71446 (11)	30759 (11)
70	1.00	1.00	0.001963	0.003927	318.07	167.48	2502 (11)	74745 (11)	31931 (11)
71	1.00	1.00	0.001963	0.003927	330.66	169.98	2598 (11)	78137 (11)	33132 (11)
72	1.00	1.00	0.001963	0.003927	343.57	172.48	2697 (11)	81621 (11)	34361 (11)
73	1.00	1.00	0.001963	0.003927	356.80	174.98	2797 (11)	85200 (11)	35619 (11)
74	1.00	1.00	0.001963	0.003927	370.35	177.48	2901 (11)	88874 (11)	36907 (11)
75	1.00	1.00	0.001963	0.003927	384.23	179.98	3006 (11)	92645 (11)	38225 (11)
76	1.00	1.00	0.001963	0.003927	398.45	182.48	3114 (11)	96514 (11)	39574 (11)
77	1.00	1.00	0.001963	0.003927	413.01	184.98	3225 (11)	100481 (11)	40953 (11)
78	1.00	1.00	0.001963	0.003927	427.91	187.48	3338 (11)	104549 (11)	42363 (11)
79	1.00	1.00	0.001963	0.003927	443.15	189.97	3454 (11)	108717 (11)	43804 (11)
80	1.00	1.00	0.001963	0.003927	458.75	192.47	3572 (11)	112988 (11)	45277 (11)
81	1.00	1.00	0.001963	0.003927	474.69	194.97	3693 (11)	117363 (11)	46782 (11)
82	1.00	1.00	0.001963	0.003927	491.00	197.47	3817 (11)	121842 (11)	48320 (11)
83	1.00	1.00	0.001963	0.003927	507.67	199.97	3943 (11)	126427 (11)	49890 (11)
84	1.00	1.00	0.001963	0.003927	524.70	202.47	4072 (11)	131119 (11)	51494 (11)
85	1.00	1.00	0.001963	0.003927	542.10	204.97	4204 (11)	135919 (11)	53131 (11)
86	1.00	1.00	0.001963	0.003927	559.88	207.47	4338 (11)	140829 (11)	54802 (11)
87	1.00	1.00	0.001963	0.003927	578.03	209.97	4475 (11)	145848 (11)	56507 (11)
88	1.00	1.00	0.001963	0.003927	596.56	212.47	4615 (11)	150980 (11)	58247 (11)
89	1.00	1.00	0.001963	0.003927	615.48	214.97	4758 (11)	156224 (11)	60022 (11)
90	1.00	1.00	0.001963	0.003927	634.79	217.47	4904 (11)	161582 (11)	61832 (11)
91	1.00	1.00	0.001963	0.003927	654.50	219.97	5053 (11)	167055 (11)	63678 (11)

Piastra fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 19920 [kPa]

progettazione ati:

Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

Is	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	Mp [kNm]	Mn [kNm]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1-21-P	1.00	1.20	0.002945	0.002945	10.25	-77.05	506 (14)	6218 (14)	27611 (14)
3-10-P	0.83	1.20	0.002454	0.002454	0.00	-139.22	967 (15)	11891 (15)	52505 (15)
4-10-P	0.82	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-80.49	626 (15)	7553 (15)	37793 (15)
5-19-P	0.82	1.20	0.001963	0.001963	5.96	-8.51	111 (14)	6687 (14)	4217 (14)
6-22-P	0.83	1.20	0.002454	0.002454	39.01	-20.18	261 (14)	14197 (14)	6558 (14)
7-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.003927	0.00	-712.07	3791 (15)	48032 (15)	169853 (15)
8-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.004418	0.00	-733.93	3749 (15)	47955 (15)	156307 (15)
9-6-S	1.00	1.20	0.002945	0.004418	0.00	-739.47	3690 (15)	47071 (15)	157058 (15)
10-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.004418	0.00	-738.98	3775 (15)	48285 (15)	157383 (15)
11-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.004418	0.00	-733.85	3749 (15)	47949 (15)	156290 (15)
12-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.003927	0.00	-711.49	3788 (15)	47993 (15)	169716 (15)

Combinazioni SLEF

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.00	0.00	0 (12)	0 (12)	0 (12)
2	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.01	1.87	2 (12)	33 (12)	36 (12)
3	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.04	3.75	5 (12)	63 (12)	75 (12)
4	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.10	5.62	8 (12)	90 (12)	117 (12)
5	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.19	7.50	11 (12)	114 (12)	162 (12)
6	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.31	9.37	14 (12)	134 (12)	212 (12)
7	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.47	11.25	18 (12)	149 (12)	265 (12)
8	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.67	13.12	22 (12)	160 (12)	324 (12)
9	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.91	15.00	27 (12)	165 (12)	388 (12)
10	1.00	0.75	0.001963	0.002454	1.21	16.87	32 (12)	165 (12)	458 (12)
11	1.00	0.75	0.001963	0.002454	1.56	18.75	37 (12)	159 (12)	534 (12)
12	1.00	0.75	0.001963	0.002454	1.97	20.62	43 (12)	145 (12)	617 (12)
13	1.00	0.75	0.001963	0.002454	2.43	22.49	50 (12)	125 (12)	707 (12)
14	1.00	0.75	0.001963	0.002454	2.97	24.37	57 (12)	98 (12)	804 (12)
15	1.00	0.75	0.001963	0.002454	3.57	26.24	65 (12)	62 (12)	910 (12)
16	1.00	0.75	0.001963	0.002454	4.25	28.12	73 (12)	13 (12)	1027 (12)
17	1.00	0.75	0.001963	0.002454	5.00	29.99	83 (12)	58 (12)	1157 (12)
18	1.00	0.75	0.001963	0.002454	5.84	31.87	94 (12)	156 (12)	1303 (12)
19	1.00	0.75	0.001963	0.002454	6.76	33.74	106 (12)	289 (12)	1466 (12)
20	1.00	0.75	0.001963	0.002454	7.77	35.62	120 (12)	466 (12)	1648 (12)
21	1.00	0.75	0.001963	0.002454	8.87	37.49	136 (12)	693 (12)	1851 (12)
22	1.00	0.75	0.001963	0.002454	10.07	39.37	153 (12)	980 (12)	2075 (12)
23	1.00	0.75	0.001963	0.002454	11.37	41.24	172 (12)	1332 (12)	2321 (12)
24	1.00	0.75	0.001963	0.002454	12.78	43.11	194 (12)	1757 (12)	2588 (12)
25	1.00	0.75	0.001963	0.002454	14.29	44.99	217 (12)	2257 (12)	2876 (12)
26	1.00	0.75	0.001963	0.002454	15.92	46.86	242 (12)	2837 (12)	3186 (12)
27	1.00	0.75	0.001963	0.002454	17.67	48.74	268 (12)	3499 (12)	3516 (12)
28	1.00	0.75	0.001963	0.002454	19.53	50.61	297 (12)	4246 (12)	3868 (12)
29	1.00	0.75	0.001963	0.002454	21.52	52.49	328 (12)	5079 (12)	4241 (12)
30	1.00	0.75	0.001963	0.002454	23.64	54.36	360 (12)	6000 (12)	4634 (12)
31	1.00	0.75	0.001963	0.002454	25.89	56.24	395 (12)	7012 (12)	5050 (12)
32	1.00	0.75	0.001963	0.002454	28.28	58.11	432 (12)	8115 (12)	5487 (12)
33	1.00	0.75	0.001963	0.002454	30.81	59.99	470 (12)	9312 (12)	5946 (12)
34	1.00	0.75	0.001963	0.002454	33.49	61.86	511 (12)	10604 (12)	6427 (12)
35	1.00	0.75	0.001963	0.002454	36.31	63.73	554 (12)	11993 (12)	6932 (12)
36	1.00	0.75	0.001963	0.002454	39.29	65.61	599 (12)	13482 (12)	7460 (12)
37	1.00	0.75	0.001963	0.002454	42.42	67.48	646 (12)	15073 (12)	8013 (12)

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	ofi [kPa]	ofs [kPa]
38	1.00	0.75	0.001963	0.002454	45.71	69.36	695 (12)	16768 (12)	8590 (12)
39	1.00	0.75	0.001963	0.002454	49.17	71.23	747 (12)	18568 (12)	9192 (12)
40	1.00	0.75	0.001963	0.002454	52.79	73.11	801 (12)	20477 (12)	9821 (12)
41	1.00	0.75	0.001963	0.002454	56.59	74.98	858 (12)	22496 (12)	10476 (12)
42	1.00	0.75	0.001963	0.002454	60.56	76.86	917 (12)	24629 (12)	11158 (12)
43	1.00	1.00	0.001963	0.003927	62.72	96.99	521 (12)	8693 (12)	6990 (12)
44	1.00	1.00	0.001963	0.003927	66.90	99.49	555 (12)	9602 (12)	7426 (12)
45	1.00	1.00	0.001963	0.003927	71.30	101.99	590 (12)	10577 (12)	7883 (12)
46	1.00	1.00	0.001963	0.003927	75.92	104.49	627 (12)	11615 (12)	8360 (12)
47	1.00	1.00	0.001963	0.003927	80.74	106.99	666 (12)	12714 (12)	8856 (12)
48	1.00	1.00	0.001963	0.003927	85.75	109.49	706 (12)	13872 (12)	9371 (12)
49	1.00	1.00	0.001963	0.003927	90.97	111.99	748 (12)	15091 (12)	9903 (12)
50	1.00	1.00	0.001963	0.003927	96.39	114.49	791 (12)	16370 (12)	10455 (12)
51	1.00	1.00	0.001963	0.003927	102.02	116.99	836 (12)	17711 (12)	11025 (12)
52	1.00	1.00	0.001963	0.003927	107.86	119.49	882 (12)	19116 (12)	11615 (12)
53	1.00	1.00	0.001963	0.003927	113.92	121.99	930 (12)	20584 (12)	12224 (12)
54	1.00	1.00	0.001963	0.003927	120.20	124.49	979 (12)	22118 (12)	12853 (12)
55	1.00	1.00	0.001963	0.003927	126.70	126.99	1030 (12)	23718 (12)	13503 (12)
56	1.00	1.00	0.001963	0.003927	133.43	129.49	1083 (12)	25386 (12)	14173 (12)
57	1.00	1.00	0.001963	0.003927	140.39	131.99	1138 (12)	27122 (12)	14865 (12)
58	1.00	1.00	0.001963	0.003927	147.59	134.49	1194 (12)	28928 (12)	15578 (12)
59	1.00	1.00	0.001963	0.003927	155.02	136.99	1252 (12)	30804 (12)	16312 (12)
60	1.00	1.00	0.001963	0.003927	162.70	139.48	1312 (12)	32753 (12)	17069 (12)
61	1.00	1.00	0.001963	0.003927	170.63	141.98	1374 (12)	34775 (12)	17848 (12)
62	1.00	1.00	0.001963	0.003927	178.81	144.48	1438 (12)	36870 (12)	18650 (12)
63	1.00	1.00	0.001963	0.003927	187.25	146.98	1503 (12)	39041 (12)	19475 (12)
64	1.00	1.00	0.001963	0.003927	195.94	149.48	1570 (12)	41288 (12)	20323 (12)
65	1.00	1.00	0.001963	0.003927	204.90	151.98	1640 (12)	43612 (12)	21196 (12)
66	1.00	1.00	0.001963	0.003927	214.12	154.48	1711 (12)	46015 (12)	22093 (12)
67	1.00	1.00	0.001963	0.003927	223.62	156.98	1784 (12)	48498 (12)	23014 (12)
68	1.00	1.00	0.001963	0.003927	233.39	159.48	1860 (12)	51061 (12)	23960 (12)
69	1.00	1.00	0.001963	0.003927	243.44	161.98	1937 (12)	53707 (12)	24932 (12)
70	1.00	1.00	0.001963	0.003927	253.78	164.48	2017 (12)	56436 (12)	25929 (12)
71	1.00	1.00	0.001963	0.003927	264.40	166.98	2098 (12)	59249 (12)	26952 (12)
72	1.00	1.00	0.001963	0.003927	275.31	169.48	2182 (12)	62147 (12)	28002 (12)
73	1.00	1.00	0.001963	0.003927	286.52	171.98	2268 (12)	65132 (12)	29078 (12)
74	1.00	1.00	0.001963	0.003927	298.03	174.48	2356 (12)	68205 (12)	30182 (12)
75	1.00	1.00	0.001963	0.003927	309.84	176.98	2447 (12)	71367 (12)	31313 (12)
76	1.00	1.00	0.001963	0.003927	321.96	179.48	2539 (12)	74618 (12)	32472 (12)
77	1.00	1.00	0.001963	0.003927	334.39	181.98	2634 (12)	77961 (12)	33658 (12)
78	1.00	1.00	0.001963	0.003927	347.13	184.48	2732 (12)	81396 (12)	34874 (12)
79	1.00	1.00	0.001963	0.003927	360.19	186.97	2831 (12)	84925 (12)	36118 (12)
80	1.00	1.00	0.001963	0.003927	373.58	189.47	2933 (12)	88548 (12)	37392 (12)
81	1.00	1.00	0.001963	0.003927	387.29	191.97	3038 (12)	92266 (12)	38695 (12)
82	1.00	1.00	0.001963	0.003927	401.33	194.47	3145 (12)	96082 (12)	40029 (12)
83	1.00	1.00	0.001963	0.003927	415.71	196.97	3254 (12)	99996 (12)	41392 (12)
84	1.00	1.00	0.001963	0.003927	430.43	199.47	3366 (12)	104009 (12)	42787 (12)
85	1.00	1.00	0.001963	0.003927	445.48	201.97	3480 (12)	108122 (12)	44212 (12)
86	1.00	1.00	0.001963	0.003927	460.89	204.47	3597 (12)	112336 (12)	45669 (12)
87	1.00	1.00	0.001963	0.003927	476.65	206.97	3717 (12)	116654 (12)	47157 (12)
88	1.00	1.00	0.001963	0.003927	492.76	209.47	3839 (12)	121075 (12)	48678 (12)
89	1.00	1.00	0.001963	0.003927	509.23	211.97	3964 (12)	125601 (12)	50231 (12)
90	1.00	1.00	0.001963	0.003927	526.06	214.47	4092 (12)	130233 (12)	51818 (12)
91	1.00	1.00	0.001963	0.003927	543.25	216.97	4222 (12)	134972 (12)	53437 (12)

Piastra fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 19920 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

Is	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	Mp [kNm]	Mn [kNm]	σc [kPa]	ofi [kPa]	ofs [kPa]
----	----------	----------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	--------------	--------------

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

Is	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	Mp [kNm]	Mn [kNm]	σc [kPa]	ofi [kPa]	ofs [kPa]
1-21-P	1.00	1.20	0.002945	0.002945	10.25	-77.05	506 (14)	6218 (14)	27611 (14)
3-10-P	0.83	1.20	0.002454	0.002454	0.00	-139.22	967 (15)	11891 (15)	52505 (15)
4-10-P	0.82	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-80.49	626 (15)	7553 (15)	37793 (15)
5-19-P	0.82	1.20	0.001963	0.001963	5.96	-8.51	111 (14)	6687 (14)	4217 (14)
6-22-P	0.83	1.20	0.002454	0.002454	39.01	-20.18	261 (14)	14197 (14)	6558 (14)
7-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.003927	0.00	-712.07	3791 (15)	48032 (15)	169853 (15)
8-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.004418	0.00	-733.93	3749 (15)	47955 (15)	156307 (15)
9-6-S	1.00	1.20	0.002945	0.004418	0.00	-739.47	3690 (15)	47071 (15)	157058 (15)
10-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.004418	0.00	-738.98	3775 (15)	48285 (15)	157383 (15)
11-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.004418	0.00	-733.85	3749 (15)	47949 (15)	156290 (15)
12-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.003927	0.00	-711.49	3788 (15)	47993 (15)	169716 (15)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	ofi [kPa]	ofs [kPa]
1	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.00	0.00	0 (13)	0 (13)	0 (13)
2	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.05	1.99	3 (14)	34 (13)	42 (14)
3	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.18	3.97	7 (14)	67 (13)	96 (14)
4	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.42	5.96	11 (14)	99 (13)	161 (14)
5	1.00	0.75	0.001963	0.002454	0.75	7.94	17 (14)	130 (13)	237 (14)
6	1.00	0.75	0.001963	0.002454	1.19	9.93	23 (14)	159 (13)	326 (14)
7	1.00	0.75	0.001963	0.002454	1.74	11.91	31 (14)	186 (13)	428 (14)
8	1.00	0.75	0.001963	0.002454	2.41	13.90	39 (14)	210 (13)	548 (14)
9	1.00	0.75	0.001963	0.002454	3.18	15.89	50 (14)	231 (13)	691 (14)
10	1.00	0.75	0.001963	0.002454	4.08	17.87	63 (14)	286 (14)	858 (14)
11	1.00	0.75	0.001963	0.002454	5.11	19.86	78 (14)	504 (14)	1052 (14)
12	1.00	0.75	0.001963	0.002454	6.26	21.84	95 (14)	800 (14)	1272 (14)
13	1.00	0.75	0.001963	0.002454	7.54	23.83	114 (14)	1183 (14)	1518 (14)
14	1.00	0.75	0.001963	0.002454	8.96	25.81	136 (14)	1658 (14)	1791 (14)
15	1.00	0.75	0.001963	0.002454	10.53	27.80	160 (14)	2227 (14)	2088 (14)
16	1.00	0.75	0.001963	0.002454	12.23	29.79	186 (14)	2892 (14)	2410 (14)
17	1.00	0.75	0.001963	0.002454	14.09	31.77	215 (14)	3656 (14)	2756 (14)
18	1.00	0.75	0.001963	0.002454	16.09	33.76	246 (14)	4521 (14)	3128 (14)
19	1.00	0.75	0.001963	0.002454	18.26	35.74	279 (14)	5487 (14)	3524 (14)
20	1.00	0.75	0.001963	0.002454	20.58	37.73	314 (14)	6558 (14)	3946 (14)
21	1.00	0.75	0.001963	0.002454	23.06	39.71	352 (14)	7734 (14)	4394 (14)
22	1.00	0.75	0.001963	0.002454	25.72	41.70	392 (14)	9019 (14)	4868 (14)
23	1.00	0.75	0.001963	0.002454	28.55	43.68	434 (14)	10414 (14)	5370 (14)
24	1.00	0.75	0.001963	0.002454	31.55	45.67	479 (14)	11921 (14)	5898 (14)
25	1.00	0.75	0.001963	0.002454	34.73	47.66	527 (14)	13543 (14)	6455 (14)
26	1.00	0.75	0.001963	0.002454	38.10	49.64	577 (14)	15283 (14)	7040 (14)
27	1.00	0.75	0.001963	0.002454	41.65	51.63	630 (14)	17141 (14)	7654 (14)
28	1.00	0.75	0.001963	0.002454	45.40	53.61	686 (14)	19122 (14)	8298 (14)
29	1.00	0.75	0.001963	0.002454	49.34	55.60	744 (14)	21227 (14)	8972 (14)
30	1.00	0.75	0.001963	0.002454	53.48	57.58	805 (14)	23459 (14)	9678 (14)
31	1.00	0.75	0.001963	0.002454	57.83	59.57	869 (14)	25819 (14)	10414 (14)
32	1.00	0.75	0.001963	0.002454	62.38	61.56	936 (14)	28312 (14)	11183 (14)
33	1.00	0.75	0.001963	0.002454	67.15	63.54	1006 (14)	30938 (14)	11985 (14)
34	1.00	0.75	0.001963	0.002454	72.13	65.53	1080 (14)	33700 (14)	12820 (14)
35	1.00	0.75	0.001963	0.002454	77.33	67.51	1156 (14)	36602 (14)	13689 (14)
36	1.00	0.75	0.001963	0.002454	82.75	69.50	1235 (14)	39645 (14)	14592 (14)
37	1.00	0.75	0.001963	0.002454	88.41	71.48	1318 (14)	42831 (14)	15531 (14)
38	1.00	0.75	0.001963	0.002454	94.29	73.47	1403 (14)	46164 (14)	16505 (14)
39	1.00	0.75	0.001963	0.002454	100.41	75.46	1492 (14)	49646 (14)	17516 (14)

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	ofi [kPa]	ofs [kPa]
40	1.00	0.75	0.001963	0.002454	106.76	77.44	1585 (14)	53279 (14)	18563 (14)
41	1.00	0.75	0.001963	0.002454	113.36	79.43	1681 (14)	57066 (14)	19649 (14)
42	1.00	0.75	0.001963	0.002454	120.21	81.41	1780 (14)	61008 (14)	20772 (14)
43	1.00	1.00	0.001963	0.003927	128.15	99.55	1028 (14)	26822 (14)	13315 (14)
44	1.00	1.00	0.001963	0.003927	135.47	102.20	1085 (14)	28662 (14)	14036 (14)
45	1.00	1.00	0.001963	0.003927	143.07	104.85	1144 (14)	30580 (14)	14783 (14)
46	1.00	1.00	0.001963	0.003927	150.94	107.50	1205 (14)	32578 (14)	15554 (14)
47	1.00	1.00	0.001963	0.003927	159.07	110.14	1269 (14)	34655 (14)	16350 (14)
48	1.00	1.00	0.001963	0.003927	167.49	112.79	1334 (14)	36813 (14)	17172 (14)
49	1.00	1.00	0.001963	0.003927	176.18	115.44	1401 (14)	39052 (14)	18018 (14)
50	1.00	1.00	0.001963	0.003927	185.16	118.09	1470 (14)	41373 (14)	18891 (14)
51	1.00	1.00	0.001963	0.003927	194.42	120.73	1542 (14)	43779 (14)	19789 (14)
52	1.00	1.00	0.001963	0.003927	203.97	123.38	1615 (14)	46269 (14)	20714 (14)
53	1.00	1.00	0.001963	0.003927	213.82	126.03	1691 (14)	48845 (14)	21666 (14)
54	1.00	1.00	0.001963	0.003927	223.96	128.68	1769 (14)	51509 (14)	22645 (14)
55	1.00	1.00	0.001963	0.003927	234.41	131.32	1849 (14)	54261 (14)	23652 (14)
56	1.00	1.00	0.001963	0.003927	245.17	133.97	1932 (14)	57102 (14)	24686 (14)
57	1.00	1.00	0.001963	0.003927	256.23	136.62	2017 (14)	60035 (14)	25749 (14)
58	1.00	1.00	0.001963	0.003927	267.61	139.27	2104 (14)	63059 (14)	26840 (14)
59	1.00	1.00	0.001963	0.003927	279.30	141.92	2193 (14)	66176 (14)	27960 (14)
60	1.00	1.00	0.001963	0.003927	291.32	144.56	2285 (14)	69387 (14)	29110 (14)
61	1.00	1.00	0.001963	0.003927	303.67	147.21	2380 (14)	72694 (14)	30289 (14)
62	1.00	1.00	0.001963	0.003927	316.34	149.86	2476 (14)	76097 (14)	31498 (14)
63	1.00	1.00	0.001963	0.003927	329.35	152.51	2576 (14)	79597 (14)	32737 (14)
64	1.00	1.00	0.001963	0.003927	342.69	155.15	2677 (14)	83197 (14)	34007 (14)
65	1.00	1.00	0.001963	0.003927	356.38	157.80	2782 (14)	86896 (14)	35308 (14)
66	1.00	1.00	0.001963	0.003927	370.42	160.45	2888 (14)	90697 (14)	36641 (14)
67	1.00	1.00	0.001963	0.003927	384.80	163.10	2998 (14)	94600 (14)	38006 (14)
68	1.00	1.00	0.001963	0.003927	399.54	165.74	3110 (14)	98606 (14)	39402 (14)
69	1.00	1.00	0.001963	0.003927	414.63	168.39	3224 (14)	102717 (14)	40831 (14)
70	1.00	1.00	0.001963	0.003927	430.09	171.04	3342 (14)	106934 (14)	42293 (14)
71	1.00	1.00	0.001963	0.003927	445.91	173.69	3462 (14)	111257 (14)	43788 (14)
72	1.00	1.00	0.001963	0.003927	462.10	176.33	3585 (14)	115689 (14)	45317 (14)
73	1.00	1.00	0.001963	0.003927	478.67	178.98	3710 (14)	120230 (14)	46880 (14)
74	1.00	1.00	0.001963	0.003927	495.61	181.63	3838 (14)	124881 (14)	48477 (14)
75	1.00	1.00	0.001963	0.003927	512.93	184.28	3970 (14)	129643 (14)	50109 (14)
76	1.00	1.00	0.001963	0.003927	530.64	186.93	4104 (14)	134519 (14)	51775 (14)
77	1.00	1.00	0.001963	0.003927	548.74	189.57	4240 (14)	139508 (14)	53477 (14)
78	1.00	1.00	0.001963	0.003927	567.24	192.22	4380 (14)	144612 (14)	55215 (14)
79	1.00	1.00	0.001963	0.003927	586.13	194.87	4523 (14)	149832 (14)	56989 (14)
80	1.00	1.00	0.001963	0.003927	605.42	197.52	4669 (14)	155170 (14)	58799 (14)
81	1.00	1.00	0.001963	0.003927	625.11	200.16	4817 (14)	160626 (14)	60646 (14)
82	1.00	1.00	0.001963	0.003927	645.22	202.81	4969 (14)	166202 (14)	62530 (14)
83	1.00	1.00	0.001963	0.003927	665.74	205.46	5124 (14)	171898 (14)	64452 (14)
84	1.00	1.00	0.001963	0.003927	686.67	208.11	5282 (14)	177716 (14)	66412 (14)
85	1.00	1.00	0.001963	0.003927	708.03	210.75	5443 (14)	183658 (14)	68410 (14)
86	1.00	1.00	0.001963	0.003927	729.81	213.40	5607 (14)	189724 (14)	70446 (14)
87	1.00	1.00	0.001963	0.003927	752.02	216.05	5774 (14)	195915 (14)	72522 (14)
88	1.00	1.00	0.001963	0.003927	774.66	218.70	5945 (14)	202232 (14)	74637 (14)
89	1.00	1.00	0.001963	0.003927	797.74	221.34	6118 (14)	208678 (14)	76791 (14)
90	1.00	1.00	0.001963	0.003927	821.26	223.99	6295 (14)	215252 (14)	78986 (14)
91	1.00	1.00	0.001963	0.003927	845.23	226.64	6476 (14)	221956 (14)	81220 (14)

Piastra fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 19920 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

Is	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	Mp [kNm]	Mn [kNm]	σc [kPa]	ofi [kPa]	ofs [kPa]
1-21-P	1.00	1.20	0.002945	0.002945	10.25	-77.05	506 (14)	6218 (14)	27611 (14)
3-10-P	0.83	1.20	0.002454	0.002454	0.00	-139.22	967 (15)	11891 (15)	52505 (15)

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

Is	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	Mp [kNm]	Mn [kNm]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
4-10-P	0.82	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-80.49	626 (15)	7553 (15)	37793 (15)
5-19-P	0.82	1.20	0.001963	0.001963	5.96	-8.51	111 (14)	6687 (14)	4217 (14)
6-22-P	0.83	1.20	0.002454	0.002454	39.01	-20.18	261 (14)	14197 (14)	6558 (14)
7-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.003927	0.00	-712.07	3791 (15)	48032 (15)	169853 (15)
8-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.004418	0.00	-733.93	3749 (15)	47955 (15)	156307 (15)
9-6-S	1.00	1.20	0.002945	0.004418	0.00	-739.47	3690 (15)	47071 (15)	157058 (15)
10-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.004418	0.00	-738.98	3775 (15)	48285 (15)	157383 (15)
11-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.004418	0.00	-733.85	3749 (15)	47949 (15)	156290 (15)
12-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.003927	0.00	-711.49	3788 (15)	47993 (15)	169716 (15)

progettazione ati:

18.9.2 Verifica a fessurazione

Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [m]
H	altezza sezione espressa in [m]
Af	area ferri zona tesa espressa in [mq]
Aeff	area efficace espressa in [mq]
M	momento agente espressa in [kNm]
Mpf	momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
ε	deformazione espressa in %
Sm	spaziatura tra le fessure espressa in [m]
w	apertura delle fessure espressa in [m]

Combinazioni SLEF

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
1	1.00	0.75	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (12)
2	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.01	422.62	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
3	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.04	422.88	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
4	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.10	423.13	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
5	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.19	423.39	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
6	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.31	423.65	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
7	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.47	423.90	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
8	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.67	424.16	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
9	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.91	424.41	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
10	1.00	0.75	0.002454	0.118750	1.21	424.66	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
11	1.00	0.75	0.002454	0.118750	1.56	424.92	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
12	1.00	0.75	0.002454	0.118750	1.97	425.17	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
13	1.00	0.75	0.002454	0.118750	2.43	425.43	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
14	1.00	0.75	0.002454	0.118750	2.97	425.70	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
15	1.00	0.75	0.002454	0.118750	3.57	425.93	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
16	1.00	0.75	0.002454	0.118750	4.25	426.19	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
17	1.00	0.75	0.002454	0.118750	5.00	426.45	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
18	1.00	0.75	0.002454	0.118750	5.84	426.71	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
19	1.00	0.75	0.002454	0.118750	6.76	426.96	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
20	1.00	0.75	0.002454	0.118750	7.77	427.22	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
21	1.00	0.75	0.002454	0.118750	8.87	427.48	0.000000	0.000000	0.000000 (12)

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
22	1.00	0.75	0.002454	0.118750	10.07	427.72	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
23	1.00	0.75	0.002454	0.118750	11.37	427.99	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
24	1.00	0.75	0.002454	0.118750	12.78	428.25	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
25	1.00	0.75	0.002454	0.118750	14.29	428.50	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
26	1.00	0.75	0.002454	0.118750	15.92	428.75	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
27	1.00	0.75	0.002454	0.118750	17.67	429.00	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
28	1.00	0.75	0.002454	0.118750	19.53	429.25	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
29	1.00	0.75	0.002454	0.118750	21.52	429.52	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
30	1.00	0.75	0.002454	0.118750	23.64	429.76	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
31	1.00	0.75	0.002454	0.118750	25.89	430.02	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
32	1.00	0.75	0.002454	0.118750	28.28	430.29	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
33	1.00	0.75	0.002454	0.118750	30.81	430.54	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
34	1.00	0.75	0.002454	0.118750	33.49	430.80	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
35	1.00	0.75	0.002454	0.118750	36.31	431.05	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
36	1.00	0.75	0.002454	0.118750	39.29	431.31	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
37	1.00	0.75	0.002454	0.118750	42.42	431.55	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
38	1.00	0.75	0.002454	0.118750	45.71	431.81	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
39	1.00	0.75	0.002454	0.118750	49.17	432.07	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
40	1.00	0.75	0.002454	0.118750	52.79	432.33	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
41	1.00	0.75	0.002454	0.118750	56.59	432.58	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
42	1.00	0.75	0.002454	0.118750	60.56	432.84	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
43	1.00	1.00	0.003927	0.118750	62.72	789.34	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
44	1.00	1.00	0.003927	0.118750	66.90	789.81	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
45	1.00	1.00	0.003927	0.118750	71.30	790.22	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
46	1.00	1.00	0.003927	0.118750	75.92	790.66	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
47	1.00	1.00	0.003927	0.118750	80.74	791.12	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
48	1.00	1.00	0.003927	0.118750	85.75	791.57	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
49	1.00	1.00	0.003927	0.118750	90.97	792.00	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
50	1.00	1.00	0.003927	0.118750	96.39	792.48	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
51	1.00	1.00	0.003927	0.118750	102.02	792.90	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
52	1.00	1.00	0.003927	0.118750	107.86	793.34	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
53	1.00	1.00	0.003927	0.118750	113.92	793.81	0.000000	0.000000	0.000000 (12)

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
54	1.00	1.00	0.003927	0.118750	120.20	794.26	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
55	1.00	1.00	0.003927	0.118750	126.70	794.71	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
56	1.00	1.00	0.003927	0.118750	133.43	795.16	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
57	1.00	1.00	0.003927	0.118750	140.39	795.61	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
58	1.00	1.00	0.003927	0.118750	147.59	796.02	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
59	1.00	1.00	0.003927	0.118750	155.02	796.49	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
60	1.00	1.00	0.003927	0.118750	162.70	796.93	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
61	1.00	1.00	0.003927	0.118750	170.63	797.39	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
62	1.00	1.00	0.003927	0.118750	178.81	797.83	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
63	1.00	1.00	0.003927	0.118750	187.25	798.26	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
64	1.00	1.00	0.003927	0.118750	195.94	798.71	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
65	1.00	1.00	0.003927	0.118750	204.90	799.17	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
66	1.00	1.00	0.003927	0.118750	214.12	799.62	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
67	1.00	1.00	0.003927	0.118750	223.62	800.04	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
68	1.00	1.00	0.003927	0.118750	233.39	800.50	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
69	1.00	1.00	0.003927	0.118750	243.44	800.94	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
70	1.00	1.00	0.003927	0.118750	253.78	801.39	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
71	1.00	1.00	0.003927	0.118750	264.40	801.82	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
72	1.00	1.00	0.003927	0.118750	275.31	802.28	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
73	1.00	1.00	0.003927	0.118750	286.52	802.72	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
74	1.00	1.00	0.003927	0.118750	298.03	803.16	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
75	1.00	1.00	0.003927	0.118750	309.84	803.63	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
76	1.00	1.00	0.003927	0.118750	321.96	804.06	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
77	1.00	1.00	0.003927	0.118750	334.39	804.50	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
78	1.00	1.00	0.003927	0.118750	347.13	804.95	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
79	1.00	1.00	0.003927	0.118750	360.19	805.40	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
80	1.00	1.00	0.003927	0.118750	373.58	805.84	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
81	1.00	1.00	0.003927	0.118750	387.29	806.30	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
82	1.00	1.00	0.003927	0.118750	401.33	806.74	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
83	1.00	1.00	0.003927	0.118750	415.71	807.18	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
84	1.00	1.00	0.003927	0.118750	430.43	807.64	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
85	1.00	1.00	0.003927	0.118750	445.48	808.07	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
86	1.00	1.00	0.003927	0.118750	460.89	808.53	0.000000	0.000000	0.000000 (12)

progettazione ati:

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
87	1.00	1.00	0.003927	0.118750	476.65	808.97	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
88	1.00	1.00	0.003927	0.118750	492.76	809.41	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
89	1.00	1.00	0.003927	0.118750	509.23	809.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
90	1.00	1.00	0.003927	0.118750	526.06	810.30	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
91	1.00	1.00	0.003927	0.118750	543.25	810.76	0.000000	0.000000	0.000000 (12)

Piastra fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

Is	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
1-1-P	1.00	1.20	0.002945	0.118750	3.23	-1059.65	0.000000	0.000000	0.000000
3-1-P	0.83	1.20	0.002454	0.097969	-4.48	-875.60	0.000000	0.000000	0.000000
4-1-P	0.82	1.20	0.001963	0.097969	0.81	-847.74	0.000000	0.000000	0.000000
5-1-P	0.82	1.20	0.001963	0.097969	-0.83	-847.74	0.000000	0.000000	0.000000
6-1-P	0.83	1.20	0.002454	0.097969	-0.59	-875.60	0.000000	0.000000	0.000000
7-1-S	1.00	1.20	0.003927	0.118750	1.41	-1089.98	0.000000	0.000000	0.000000
8-1-S	1.00	1.20	0.004418	0.118750	-2.53	-1109.34	0.000000	0.000000	0.000000
9-1-S	1.00	1.20	0.004418	0.118750	2.62	-1118.09	0.000000	0.000000	0.000000
10-1-S	1.00	1.20	0.004418	0.118750	2.62	-1109.34	0.000000	0.000000	0.000000
11-1-S	1.00	1.20	0.004418	0.118750	-2.53	-1109.34	0.000000	0.000000	0.000000
12-1-S	1.00	1.20	0.003927	0.118750	1.41	-1089.98	0.000000	0.000000	0.000000

Combinazioni SLEQ

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
1	1.00	0.75	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (13)
2	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.00	422.61	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
3	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.01	422.89	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
4	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.02	423.13	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
5	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.04	423.38	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
6	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.08	423.65	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
7	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.14	423.90	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
8	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.23	424.16	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
9	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.34	424.41	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
10	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.48	424.67	0.000000	0.000000	0.000000 (13)

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
11	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.66	424.92	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
12	1.00	0.75	0.002454	0.118750	0.88	425.18	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
13	1.00	0.75	0.002454	0.118750	1.14	425.44	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
14	1.00	0.75	0.002454	0.118750	1.45	425.69	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
15	1.00	0.75	0.002454	0.118750	1.81	425.94	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
16	1.00	0.75	0.002454	0.118750	2.23	426.20	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
17	1.00	0.75	0.002454	0.118750	2.71	426.45	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
18	1.00	0.75	0.002454	0.118750	3.24	426.70	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
19	1.00	0.75	0.002454	0.118750	3.85	426.96	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
20	1.00	0.75	0.002454	0.118750	4.53	427.22	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
21	1.00	0.75	0.002454	0.118750	5.28	427.47	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
22	1.00	0.75	0.002454	0.118750	6.11	427.73	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
23	1.00	0.75	0.002454	0.118750	7.03	427.99	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
24	1.00	0.75	0.002454	0.118750	8.03	428.23	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
25	1.00	0.75	0.002454	0.118750	9.13	428.50	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
26	1.00	0.75	0.002454	0.118750	10.31	428.75	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
27	1.00	0.75	0.002454	0.118750	11.60	429.00	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
28	1.00	0.75	0.002454	0.118750	12.99	429.26	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
29	1.00	0.75	0.002454	0.118750	14.49	429.52	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
30	1.00	0.75	0.002454	0.118750	16.10	429.76	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
31	1.00	0.75	0.002454	0.118750	17.82	430.03	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
32	1.00	0.75	0.002454	0.118750	19.66	430.28	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
33	1.00	0.75	0.002454	0.118750	21.63	430.54	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
34	1.00	0.75	0.002454	0.118750	23.72	430.79	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
35	1.00	0.75	0.002454	0.118750	25.94	431.04	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
36	1.00	0.75	0.002454	0.118750	28.29	431.29	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
37	1.00	0.75	0.002454	0.118750	30.79	431.57	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
38	1.00	0.75	0.002454	0.118750	33.43	431.81	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
39	1.00	0.75	0.002454	0.118750	36.21	432.06	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
40	1.00	0.75	0.002454	0.118750	39.14	432.32	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
41	1.00	0.75	0.002454	0.118750	42.23	432.57	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
42	1.00	0.75	0.002454	0.118750	45.48	432.83	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
43	1.00	1.00	0.003927	0.118750	48.37	788.98	0.000000	0.000000	0.000000

progettazione ati:

VIADOTTO ERACLIANO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
									(13)
44	1.00	1.00	0.003927	0.118750	51.79	789.44	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
45	1.00	1.00	0.003927	0.118750	55.38	789.89	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
46	1.00	1.00	0.003927	0.118750	59.14	790.32	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
47	1.00	1.00	0.003927	0.118750	63.08	790.78	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
48	1.00	1.00	0.003927	0.118750	67.20	791.22	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
49	1.00	1.00	0.003927	0.118750	71.50	791.65	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
50	1.00	1.00	0.003927	0.118750	75.99	792.12	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
51	1.00	1.00	0.003927	0.118750	80.67	792.54	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
52	1.00	1.00	0.003927	0.118750	85.54	793.01	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
53	1.00	1.00	0.003927	0.118750	90.61	793.44	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
54	1.00	1.00	0.003927	0.118750	95.88	793.89	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
55	1.00	1.00	0.003927	0.118750	101.36	794.35	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
56	1.00	1.00	0.003927	0.118750	107.05	794.79	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
57	1.00	1.00	0.003927	0.118750	112.95	795.25	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
58	1.00	1.00	0.003927	0.118750	119.07	795.66	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
59	1.00	1.00	0.003927	0.118750	125.41	796.14	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
60	1.00	1.00	0.003927	0.118750	131.98	796.58	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
61	1.00	1.00	0.003927	0.118750	138.77	797.02	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
62	1.00	1.00	0.003927	0.118750	145.80	797.46	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
63	1.00	1.00	0.003927	0.118750	153.07	797.91	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
64	1.00	1.00	0.003927	0.118750	160.58	798.37	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
65	1.00	1.00	0.003927	0.118750	168.33	798.80	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
66	1.00	1.00	0.003927	0.118750	176.34	799.26	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
67	1.00	1.00	0.003927	0.118750	184.60	799.71	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
68	1.00	1.00	0.003927	0.118750	193.11	800.14	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
69	1.00	1.00	0.003927	0.118750	201.89	800.60	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
70	1.00	1.00	0.003927	0.118750	210.93	801.02	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
71	1.00	1.00	0.003927	0.118750	220.24	801.49	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
72	1.00	1.00	0.003927	0.118750	229.83	801.92	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
73	1.00	1.00	0.003927	0.118750	239.69	802.35	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
74	1.00	1.00	0.003927	0.118750	249.83	802.80	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
75	1.00	1.00	0.003927	0.118750	260.26	803.27	0.000000	0.000000	0.000000 (13)

progettazione ati:

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
76	1.00	1.00	0.003927	0.118750	270.98	803.72	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
77	1.00	1.00	0.003927	0.118750	281.99	804.16	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
78	1.00	1.00	0.003927	0.118750	293.29	804.59	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
79	1.00	1.00	0.003927	0.118750	304.90	805.05	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
80	1.00	1.00	0.003927	0.118750	316.81	805.51	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
81	1.00	1.00	0.003927	0.118750	329.04	805.93	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
82	1.00	1.00	0.003927	0.118750	341.57	806.40	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
83	1.00	1.00	0.003927	0.118750	354.42	806.84	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
84	1.00	1.00	0.003927	0.118750	367.59	807.29	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
85	1.00	1.00	0.003927	0.118750	381.09	807.73	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
86	1.00	1.00	0.003927	0.118750	394.92	808.18	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
87	1.00	1.00	0.003927	0.118750	409.08	808.63	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
88	1.00	1.00	0.003927	0.118750	423.57	809.06	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
89	1.00	1.00	0.003927	0.118750	438.41	809.49	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
90	1.00	1.00	0.003927	0.118750	821.26	812.01	0.082635	0.14560	0.000185 (14)
91	1.00	1.00	0.003927	0.118750	845.23	812.47	0.085890	0.14560	0.000198 (14)

Piastra fondazione

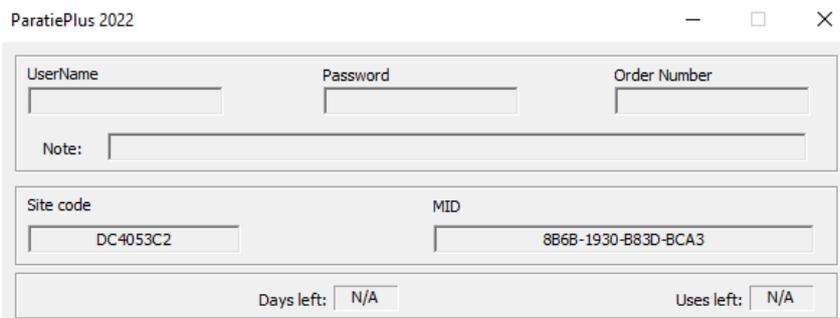
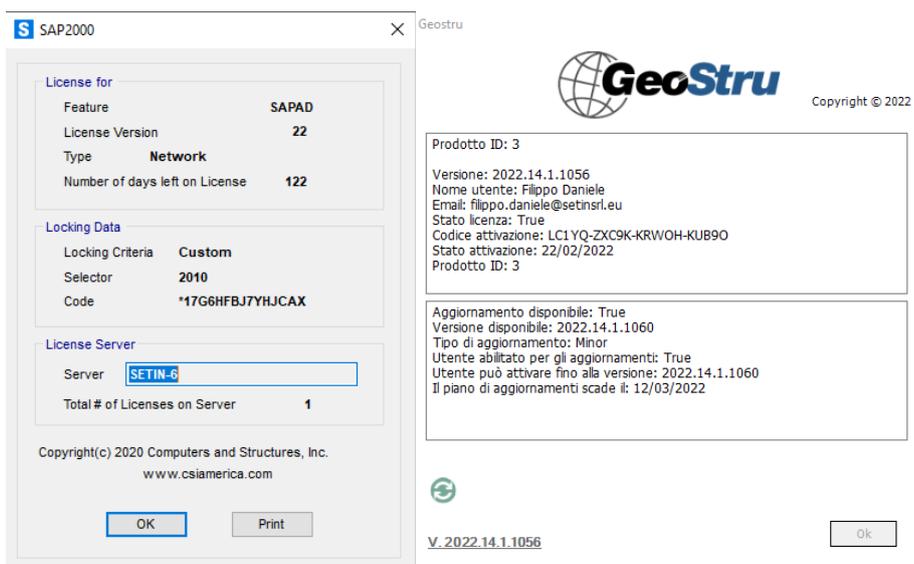
Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

Is	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
1-1-P	1.00	1.20	0.002945	0.118750	3.01	-1059.65	0.000000	0.000000	0.000000
3-1-P	0.83	1.20	0.002454	0.097969	-4.52	-875.60	0.000000	0.000000	0.000000
4-1-P	0.82	1.20	0.001963	0.097969	0.80	-847.74	0.000000	0.000000	0.000000
5-1-P	0.82	1.20	0.001963	0.097969	-0.81	-847.74	0.000000	0.000000	0.000000
6-1-P	0.83	1.20	0.002454	0.097969	-0.56	-875.60	0.000000	0.000000	0.000000
7-1-S	1.00	1.20	0.003927	0.118750	1.31	-1089.98	0.000000	0.000000	0.000000
8-1-S	1.00	1.20	0.004418	0.118750	-2.34	-1109.34	0.000000	0.000000	0.000000
9-1-S	1.00	1.20	0.004418	0.118750	2.42	-1118.09	0.000000	0.000000	0.000000
10-1-S	1.00	1.20	0.004418	0.118750	2.42	-1109.34	0.000000	0.000000	0.000000
11-1-S	1.00	1.20	0.004418	0.118750	-2.34	-1109.34	0.000000	0.000000	0.000000
12-1-S	1.00	1.20	0.003927	0.118750	1.31	-1089.98	0.000000	0.000000	0.000000

progettazione ati:

19 SOFTWARE UTILIZZATI E LICENZE

- ✓ Per l'analisi dinamica esplicitata nella Relazione di calcolo dell'impalcato (T00VI05STRRE01) si è utilizzato il software SAP2000 intestato a Setin Servizi Tecnici Infrastrutture srl
- ✓ Per le verifiche delle sezioni in c.a. si è utilizzato il software RC-SEC di GeoStru intestato a Setin Servizi Tecnici Infrastrutture srl
- ✓ Per il calcolo della spalla si è utilizzato il foglio excel appoggiato al software di calcolo ed editing Tekla Tedds (n. TDS-B_R12) intestato a Setin Servizi Tecnici Infrastrutture srl
- ✓ Per le opere di sostegno tirantate Paratie Plus intestato a Setin Servizi Tecnici Infrastrutture srl
- ✓ Per la verifica dei muri di sostegno Max 15.0 della Aztec intestato a Setin Servizi Tecnici Infrastrutture srl



progettazione ati: