

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
PONTE S. CATERINA

Sottostrutture – Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T00VI03STRRE02_B		
DPAN247	D	22	CODICE ELAB. T00VI03STRRE02	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

INDICE

1	Premessa/descrizione	6
1.1	Descrizione delle opere	6
2	Normative di riferimento	8
2.1	Opere in c.a. e acciaio, carichi e azioni sulle costruzioni.....	8
3	Durabilità, copriferri e resistenze materiali	10
3.1	Generalità e condizioni ambientali.....	10
3.2	Requisiti di durabilità	12
3.3	Copriferri.....	13
3.3.1	Mediopali di fondazione	15
3.3.2	Platea spalle	15
3.3.3	Elevazione spalle e muri.....	16
3.3.4	Cordoli, baggioli e ritegni	16
3.4	Resistenze e deformazioni calcestruzzi	17
3.4.1	Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. A)	17
3.4.2	Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. B)	18
3.4.3	Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. C)	19
3.5	Resistenza acciaio per c.a. e carpenteria metallica.....	20
3.5.1	Barre, tondini e reti	20
3.5.2	Tubi per micropali	20
4	Vita nominale e vita di riferimento delle opere.....	21
4.1	Classe d'uso, vita nominale e vita di riferimento.....	21
4.2	Parametri sismici base	21
4.2.1	Coordinate geodetiche di riferimento	21
4.2.2	Parametri sismici (su sito di riferimento rigido orizzontale)	21
4.2.3	Parametri sismici del terreno	22
4.2.4	Stato limite SLO.....	22
4.2.5	Stato limite SLD.....	23
4.2.6	Stato limite SLV	23
4.2.7	Stato limite SLC.....	23
5	Modelli di calcolo	25
6	Sollecitazioni caratteristiche da impalcati	30
6.1	Sollecitazioni scaricate su appoggi su spalle	30
7	Combinazioni di carico	34
7.1	Coefficienti parziali di sicurezza per comb. di carico SLU/SLV/SLE.....	34
7.2	Azioni nelle verifiche agli stati limite	35
7.2.1	Stati limite ultimi.....	35
7.2.2	Stati limite di esercizio	36
7.3	Combinazioni dei carichi maggiormente significative	36

progettazione ati:

7.3.1	Combinazioni SLU/SLV	36
7.3.2	Combinazioni SLE - rara.....	37
7.3.3	Combinazioni SLE - frequente.....	38
7.3.4	Combinazioni SLE – quasi permanente.....	40
8	Geometrie elementi strutturali: spalla A.....	41
8.1	Geometria spalla: schemi grafici qualitativi	41
8.1.1	Disassamento baricentro appoggi	43
8.1.2	Dimensioni geometriche spalla.....	43
8.1.3	Dati geotecnici e sismici dei terreni	45
8.1.4	Distribuzione masse elementi spalla.....	46
8.1.5	Distribuzione inerzie sismiche	46
8.1.6	Valori maggiormente indicativi delle spinte e dei momenti sismici (delle terre)	47
8.1.7	Sollecitazioni scaricate dagli impalcati.....	48
8.1.8	Massime sollecitazioni sulla palificata (spalla n. A)	57
8.2	Dettagli palificata	58
8.2.1	Schema e disposizione dei pali	58
8.2.2	Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato	60
9	Geometrie elementi strutturali: spalla B.....	62
9.1	Geometria spalla: schemi grafici qualitativi	62
9.1.1	Disassamento baricentro appoggi	64
9.1.2	Dimensioni geometriche spalla.....	64
9.1.3	Dati geotecnici e sismici dei terreni	66
9.1.4	Distribuzione masse elementi spalla.....	66
9.1.5	Distribuzione inerzie sismiche	67
9.1.6	Valori maggiormente indicativi delle spinte e dei momenti sismici (delle terre)	68
9.1.7	Sollecitazioni scaricate dagli impalcati.....	68
9.1.8	Massime sollecitazioni sulla palificata (spalla n. B)	77
9.2	Dettagli palificata	78
9.2.1	Schema e disposizione dei pali	78
9.2.2	Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato	80
10	Geometrie elementi strutturali: pila.....	82
10.1	Geometria pila: schemi grafici qualitativi.....	82
10.1.1	Geometria appoggi	82
10.1.2	Dimensioni geometriche pila.....	84
10.1.3	Dati geotecnici e sismici dei terreni	84
10.1.4	Distribuzione masse elementi pila	85
10.1.5	Distribuzione inerzie sismiche	85
10.1.6	Sollecitazioni scaricate dagli impalcati.....	86
10.1.7	Massime sollecitazioni sulla palificata (pila).....	95

progettazione ati:

10.2	Dettagli palificata.....	96
10.2.1	Schema e disposizione dei pali	96
10.2.2	Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato	98
11	Verifiche strutturali spalle A, B.....	100
11.1	Premessa.....	100
11.2	Verifica armatura mediopalo maggiormente cementato (spalla A).....	100
11.3	Verifica armatura mediopalo maggiormente cementato (spalla B).....	102
11.4	Verifiche elemento paraghiaia (spalle A e B)	104
11.4.1	Modello di calcolo	104
11.4.2	Dati e sollecitazioni di carico.....	104
11.4.3	Combinazioni di carico.....	105
11.4.4	Verifica armature verticali e verifica a taglio	106
11.5	Verifica elementi muri di risvolto (spalle A e B).....	112
11.5.1	Modello di calcolo adottato	112
11.5.2	Dati geometrici e di carico	113
11.5.3	Formulazione per il calcolo delle sollecitazioni taglianti e flettenti	114
11.5.4	Sollecitazioni di calcolo per le verifiche di resistenza	115
11.5.5	Verifiche strutturali a flessione e taglio	115
11.6	Verifica platea (mensola tozza), spalle A e B.....	127
11.6.1	Modello di calcolo adottato	127
11.6.2	Geometria dell'unghia della soletta di fondazione	128
11.6.3	Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005	128
11.6.4	Caratteristiche di progetto.....	129
11.6.5	Armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali).....	130
11.7	Verifica platea (punzonamento su palo), spalle A e B.....	132
11.7.1	Modello di calcolo adottato	132
11.7.2	Colonna rettangolare interna (palo equivalente) con carico eccentrico rispetto a uno degli assi.....	132
11.7.3	Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente	132
11.7.4	Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza 2d	133
11.8	Verifica parete di elevazione – Spalla A.....	134
11.8.1	Modello di calcolo	134
11.8.2	Dati di progetto	134
11.8.3	Grandezze calcolate.....	135
11.8.4	Schemi di calcolo resistenti adottati.....	139
11.8.5	Sollecitazioni di calcolo assunte nelle sezioni allo spiccato (estradosso plinto).....	139
11.8.6	Sollecitazioni di calcolo e dimensioni assegnate alle sezioni resistenti	140
11.8.7	Elemento resistente: schema a): sezione equivalente dei due speroni assieme (solo per verifica SLV).....	141
11.9	Verifica parete di elevazione – Spalla B.....	146
11.9.1	Modello di calcolo	146

progettazione ati:

11.9.2	Dati di progetto	146
11.9.3	Grandezze calcolate	147
11.9.4	Schemi di calcolo resistenti adottati	151
11.9.5	Sollecitazioni di calcolo assunte nelle sezioni allo spiccato (estradosso plinto)	151
11.9.6	Sollecitazioni di calcolo e dimensioni assegnate alle sezioni resistenti	152
11.10	Verifica cordolo	157
12	Verifiche strutturali pila	159
12.1	Premessa	159
12.2	Verifica armatura mediopalo	159
12.3	Verifica sbalzo mensola tozza (fondazione)	161
12.3.1	Modello di calcolo adottato	161
12.3.2	Geometria dell'unghia della soletta di fondazione	161
12.3.3	Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005	161
12.3.4	Caratteristiche di progetto	162
12.4	Armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali)	162
12.5	Verifiche a pressoflessione su sezione pila allo spiccato	165
12.5.1	Esito verifiche allo stato limite ultimo	167
12.5.2	Esito verifiche allo stato limite di esercizio	169
12.6	Verifica a taglio sezione spiccato pila	171
12.7	Verifica sbalzo mensola tozza : verifica armature pulvino	173
12.7.1	Modello di calcolo adottato	173
12.7.2	Geometria dello sbalzo del pulvino	173
12.7.3	Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005	174
12.7.4	Caratteristiche di progetto	174
12.7.5	Dettagli armature	174
12.7.6	Carichi agenti (SLU/SLV)	175
12.7.7	Armature longitudinali a trazione (pulvino a sbalzo)	175
12.8	Verifica curvatura convenzionale di prima plasticizzazione	178
13	Verifica baggioli di appoggio	184
14	Verifica RITEGNI SISMICI	188
14.1	Ritegni spalle	189
14.2	Ritegni pile	192
15	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	194
16	Verifica opere provvisionali	195
16.1	Sezione di calcolo	195
16.1.1	Caratteristiche Geometriche della struttura e Sovraccarichi	195
16.1.2	Parametri geotecnici	196
16.2	Modello di calcolo	198
16.2.1	Fasi di calcolo	199

progettazione ati:

16.3	Risultati	200
16.4	Verifiche strutturali e geotecniche	205
16.4.1	Verifica strutturale del mediopalo	205
16.4.2	Verifica a Sfilamento dei Tiranti	206
16.4.3	Verifica a Rottura del tirante	207
16.4.4	Verifica Gerarchia delle resistenze dei Tiranti	207
16.4.5	Verifica Strutturale Trave di Ripartizione	208
16.4.6	Verifica profondità di infissione	210
16.4.7	Verifica di Stabilità	211
17	Verifica muro andatore	212
17.1	Geometria muro	212
17.2	Parametri Sismici	215
17.3	Calcolo delle Spinte sul muro	215
17.4	Condizioni di carico	218
17.5	Combinazioni di carico	220
17.6	Modello di calcolo	223
17.7	Risultati modello di calcolo	225
17.7.1	Sollecitazioni paramento	227
17.7.2	Sollecitazioni Piastra di fondazione	229
17.8	Verifiche strutturali	231
17.8.1	Verifica a flessione paramento	231
17.8.2	Verifica a taglio paramento	232
17.8.3	Verifica a flessione piastra fondazione	234
17.8.4	Verifica a taglio piastra fondazione	235
17.8.5	Verifica palo di fondazione	236
17.9	Verifiche di esercizio	237
17.9.1	Verifica delle tensioni di esercizio	237
17.9.2	Verifica a fessurazione	243
18	software utilizzati e licenze	248

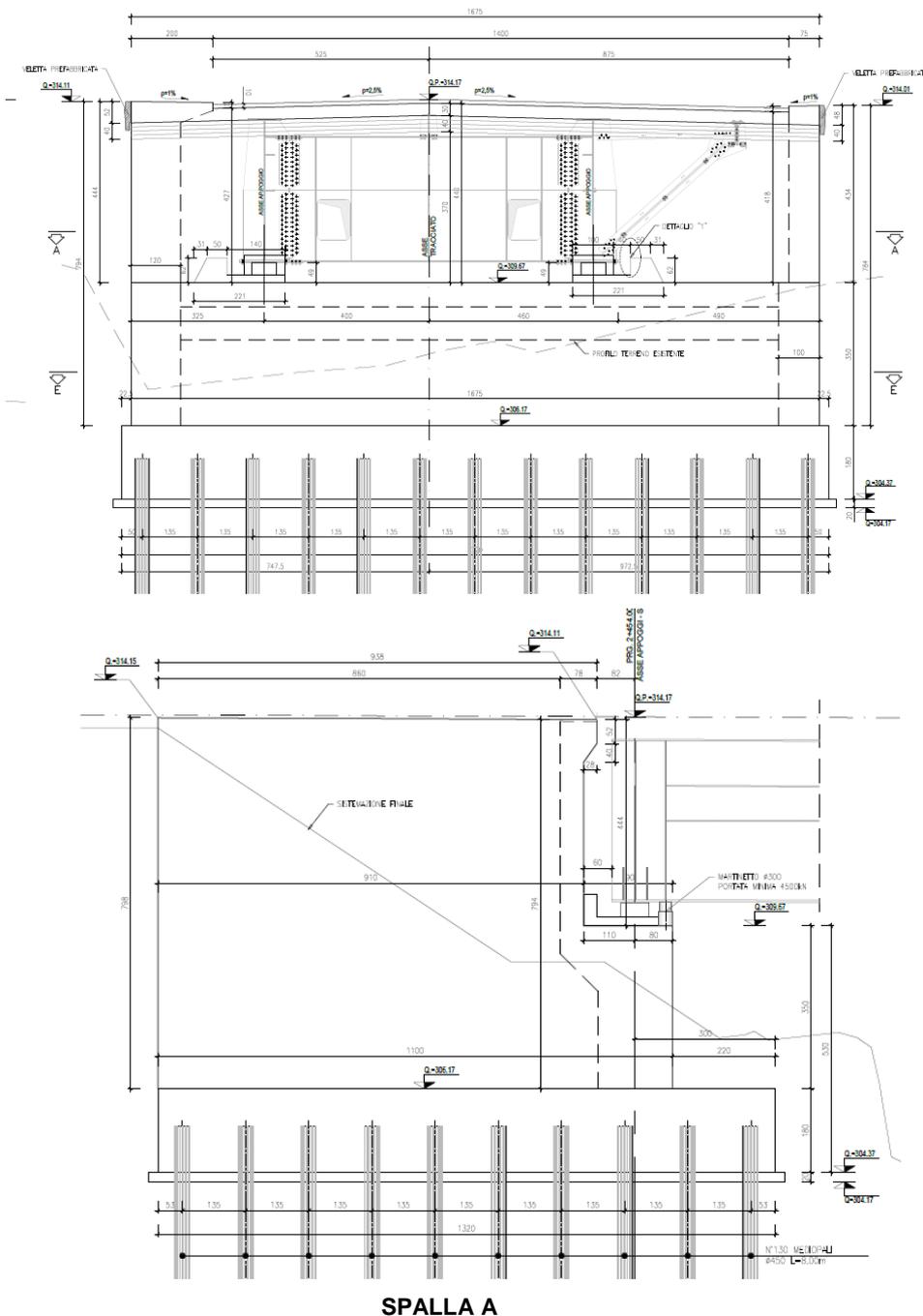
progettazione ati:

1 PREMESSA/DESCRIZIONE

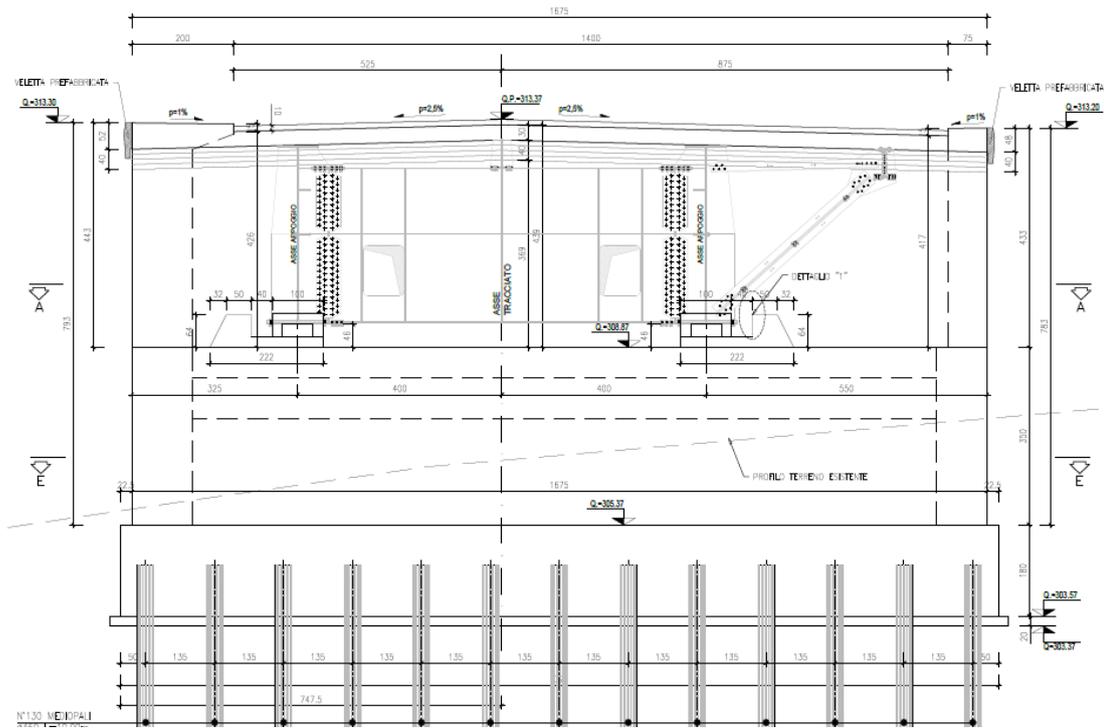
1.1 Descrizione delle opere

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

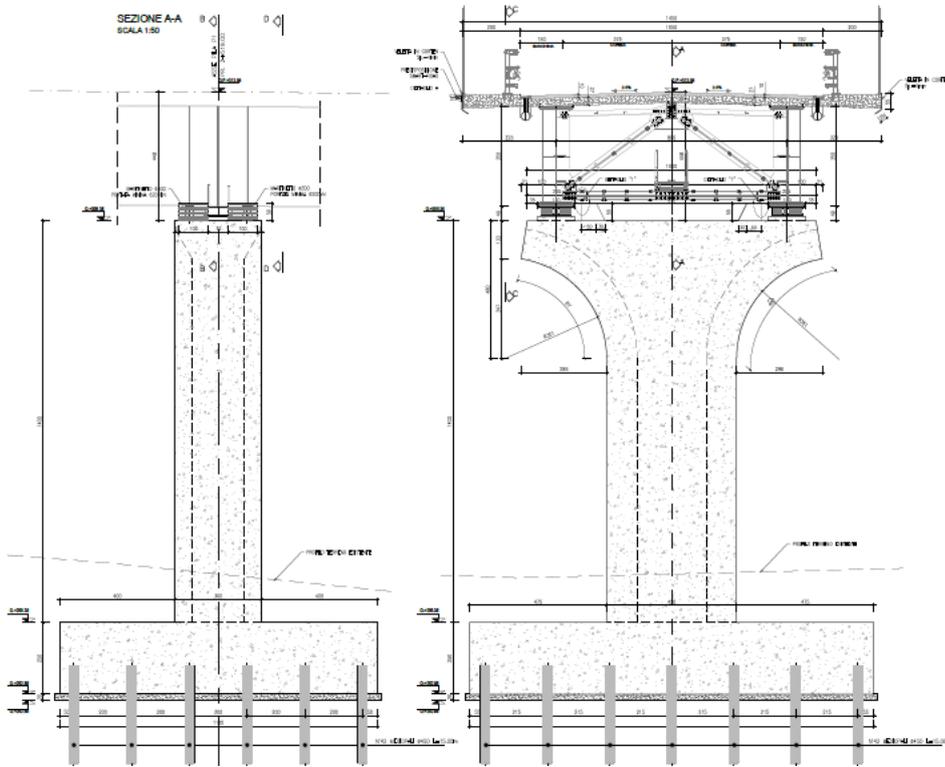
Le sottostrutture sono costituite da spalle e pile tradizionali in c.a., caratterizzate da fondazioni profonde con mediopali $\phi 450$ mm armati con tubolare d’acciaio.



progettazione ati:



SPALLA B



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

progettazione ati:

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

UNI EN 1993-1-7:2007 - 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

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.

Annexi nazionali degli eurocodici approvati nel 2011.

progettazione ati:

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.

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),

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:

- 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)

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)

progettazione ati:

	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
A/C Massimo	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,5	0,45	
Rck Minima *	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C28/35	C28/35	C28/35	C32/40	C35/45	
Contenuto di cemento minimo (Kg/mc)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	360	
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

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).

progettazione ati:

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	Copri ferro 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 maggiore $c_{min,b}$ di 5 mm.	

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

Classe Strutturale	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 $\Delta c_{dur,gr}$ 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 ad 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).

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:

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
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)

progettazione ati:

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 e pila)	XC2	C25/30	45
nom. B	Strutture in elevazione (spalle, pila e muri)	XC4	C32/40	50
nom. C	Cordoli, baggioli e ritegni	XC4 + XD3	C35/45	45

Tabella 3-9 - Classi di esposizione per elementi strutturali da ponte (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:	$\varepsilon_{c1_A} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_A} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.07 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria ultima cls:	$\varepsilon_{cu1_A} = 3.5$
Deformazione unitaria assiale pura:	$\varepsilon_{c2_A} = 2.0$
Deformazione unitaria ultima a compressione (non pura), assumendo una distribuzione parabolica-rettangolare del diagramma tensioni-deformazioni:	$\varepsilon_{cu2_A} = 3.5$
Valore dell'esponente "n" (EC2, prospetto 3.1):	$n_A = 2.0$
Deformazione assiale pura di compressione:	$\varepsilon_{c3_A} = 1.75$

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:

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)

Resistenz 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): $\sigma_{sd_A} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = 313 \text{ N/mm}^2$

3.4.2 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: $f_{ctm_B} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3.0 \text{ N/mm}^2$

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: $\epsilon_{c1_B} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.20 \text{ N/mm}^2$

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)

progettazione ati:

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:	$f_{yd_steel} = f_{yk_steel} / \gamma_{M0} = 338 \text{ N/mm}^2$

progettazione ati:

4 VITA NOMINALE E VITA DI RIFERIMENTO DELLE OPERE

4.1 Classe d'uso, vita nominale e vita di riferimento

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

4.2 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.

4.2.1 Coordinate geodetiche di riferimento

Latitudine (in gradi): Latid. = **43.6645°**

Longitudine (in gradi): Longit. = **12.5104°**

4.2.2 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

Accelerazione di picco (norm.) per SLV: $a_{gSLV} = 0.226$ g

Accelerazione di picco (norm.) per SLC: $a_{gSLC} = 0.286$ g

progettazione ati:

Fattore amplificatore spettro orizz. (SLO):	$F_{0SLO} = 2.442$
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLD):	$F_{0SLD} = 2.453$
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLV):	$F_{0SLV} = 2.513$
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLC):	$F_{0SLC} = 2.542$
Fattore amplificatore spettro vert. (SLO):	$F_{VSLO} = 1.35 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}^{0.5} = 0.932$ (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):	$F_{VSLV} = 1.35 \times F_{0SLV} \times a_{gSLV}^{0.5} = 1.613$ (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):	$T_{CSLO}^* = 0.287$ s
Periodo fine tratto spettro orizz. (SLD):	$T_{CSLD}^* = 0.296$ s
Periodo fine tratto spettro orizz. (SLV):	$T_{CSLV}^* = 0.329$ s
Periodo fine tratto spettro orizz. (SLC):	$T_{CSLC}^* = 0.338$ 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	2.442	0.932	0.287
SLD	50	2.00	100	101	0.098	2.453	1.037	0.296
SLV	50	2.00	100	949	0.226	2.513	1.613	0.329
SLC	50	2.00	100	1950	0.286	2.542	1.835	0.338

Parametri per la definizione delle azioni sismiche di progetto (secondo NTC2018).

4.2.3 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 $i \leq 15^\circ$ "

4.2.4 Stato limite SLO

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)
do avendo rientrare nei due limiti 1.00, 1.20 si ha:	$S_{S_SLO} = 1.200$
Coefficiente di amplificazione topografica:	$S_T = 1.00$ (NTC2018, tab. 3.2.V)
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)

progettazione ati:

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)

4.2.5 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)
dovendo rientrare nei due limiti 1.00, 1.20 si ha:	$S_{S_SLD} = 1.200$
Coefficiente di amplificazione topografica:	$S_T = 1.00$ (NTC2018, tab. 3.2.V)
Coefficiente di suolo topografico:	$S_{SLD} = S_{S_SLD} \times S_T = 1.200$ (adim.)
Coefficiente C_{C_SLD} (formula/valore):	$C_{C_SLD} = 1.10 \times (T_{CSLD}^*)^{-0.20} = 1.403$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
Periodo inizio tratto a velocità costante:	$T_{C_SLD} = 0.415 \text{ s} = C_{C_SLD} \times T_{CSLD}^*$
Periodo inizio spettro accelerazione costante:	$T_{B_SLD} = T_{C_SLD} / 3 = 0.138 \text{ s}$ (NTC 2018, eq. 3.2.6)
Periodo inizio spettro spostamento costante:	$T_{D_SLD} = 1.992 \text{ s} = 4.0 \times a_{gSLD}/g + 1.6$ (NTC2018, eq. 3.2.7)

4.2.6 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)
dovendo rientrare nei due limiti 1.00, 1.20 si ha:	$S_{S_SLV} = 1.173$
Coefficiente di amplificazione topografica:	$S_T = 1.00$ (NTC2018, tab. 3.2.V)
Coefficiente di suolo topografico:	$S_{SLV} = S_{S_SLV} \times S_T = 1.173$ (adim.)
Coefficiente C_{C_SLV} (formula/valore):	$C_{C_SLV} = 1.10 \times (T_{CSLV}^*)^{-0.20} = 1.374$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
Periodo inizio tratto a velocità costante:	$T_{C_SLV} = 0.452 \text{ s} = C_{C_SLV} \times T_{CSLV}^*$
Periodo inizio spettro accelerazione costante:	$T_{B_SLV} = T_{C_SLV} / 3 = 0.151 \text{ s}$ (NTC 2018, eq. 3.2.6)
Periodo inizio spettro spostamento costante:	$T_{D_SLV} = 2.504 \text{ s} = 4.0 \times a_{gSLV}/g + 1.6$ (NTC2018, eq. 3.2.7)

4.2.7 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)
dovendo rientrare nei due limiti 1.00, 1.20 si ha:	$S_{S_SLC} = 1.109$
Coefficiente di amplificazione topografica:	$S_T = 1.00$ (NTC2018, tab. 3.2.V)
Coefficiente di suolo topografico:	$S_{SLC} = S_{S_SLC} \times S_T = 1.109$ (adim.)
Coefficiente C_{C_SLC} (formula/valore):	$C_{C_SLC} = 1.10 \times (T_{CSLC}^*)^{-0.20} = 1.366$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
Periodo inizio tratto a velocità costante:	$T_{C_SLC} = 0.462 \text{ s} = C_{C_SLC} \times T_{CSLC}^*$
Periodo inizio spettro accelerazione costante:	$T_{B_SLC} = T_{C_SLC} / 3 = 0.154 \text{ s}$ (NTC 2018, eq. 3.2.6)
Periodo inizio spettro spostamento costante:	$T_{D_SLC} = 2.744 \text{ s} = 4.0 \times a_{gSLC}/g + 1.6$ (NTC2018, eq. 3.2.7)

progettazione ati:

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

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 impalcati 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	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
SLV_1	Linear Add	No	Linear Static	FASE1	1
SLV_1			Linear Static	FASE2	1
SLV_1			Response Combo	ENT_VUT	0.5
SLV_1			Response Spectrum	SLV_X	1
SLV_1			Response Spectrum	SLV_Y	0.3
SLV_1			Response Spectrum	SLV_Z	0.3
SLV_1			Linear Static	SOTTOSTRUTTURE	1
SLV_2	Linear Add	No	Linear Static	FASE1	1
SLV_2			Linear Static	FASE2	1
SLV_2			Response Combo	ENT_VUT	0.5
SLV_2			Response Spectrum	SLV_X	0.3
SLV_2			Response Spectrum	SLV_Y	1
SLV_2			Response Spectrum	SLV_Z	0.3
SLV_2			Linear Static	SOTTOSTRUTTURE	1
SLV_3	Linear Add	No	Linear Static	FASE1	1
SLV_3			Linear Static	FASE2	1
SLV_3			Response Combo	ENT_VUT	0.5
SLV_3			Response Spectrum	SLV_X	0.3
SLV_3			Response Spectrum	SLV_Y	0.3
SLV_3			Response Spectrum	SLV_Z	1
SLV_3			Linear Static	SOTTOSTRUTTURE	1
SLC_1	Linear Add	No	Linear Static	FASE1	1
SLC_1			Linear Static	FASE2	1
SLC_1			Response Combo	ENT_VUT	0.5
SLC_1			Response Spectrum	SLC_X	1
SLC_1			Response Spectrum	SLC_Y	0.3
SLC_1			Response Spectrum	SLC_Z	0.3
SLC_1			Linear Static	SOTTOSTRUTTURE	1
SLC_2	Linear Add	No	Linear Static	FASE1	1
SLC_2			Linear Static	FASE2	1
SLC_2			Response Combo	ENT_VUT	0.5
SLC_2			Response Spectrum	SLC_X	0.3
SLC_2			Response Spectrum	SLC_Y	1
SLC_2			Response Spectrum	SLC_Z	0.3
SLC_2			Linear Static	SOTTOSTRUTTURE	1
SLC_3	Linear Add	No	Linear Static	FASE1	1
SLC_3			Linear Static	FASE2	1
SLC_3			Response Combo	ENT_VUT	0.5
SLC_3			Response Spectrum	SLC_X	0.3
SLC_3			Response Spectrum	SLC_Y	0.3
SLC_3			Response Spectrum	SLC_Z	1
SLC_3			Linear Static	SOTTOSTRUTTURE	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:

SPALLE

- ✓ coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (pari a $\xi_{eq} = 10\%$),
- ✓ rigidità orizzontale equivalente $K_e = 4.40 \text{ kN/mm}$

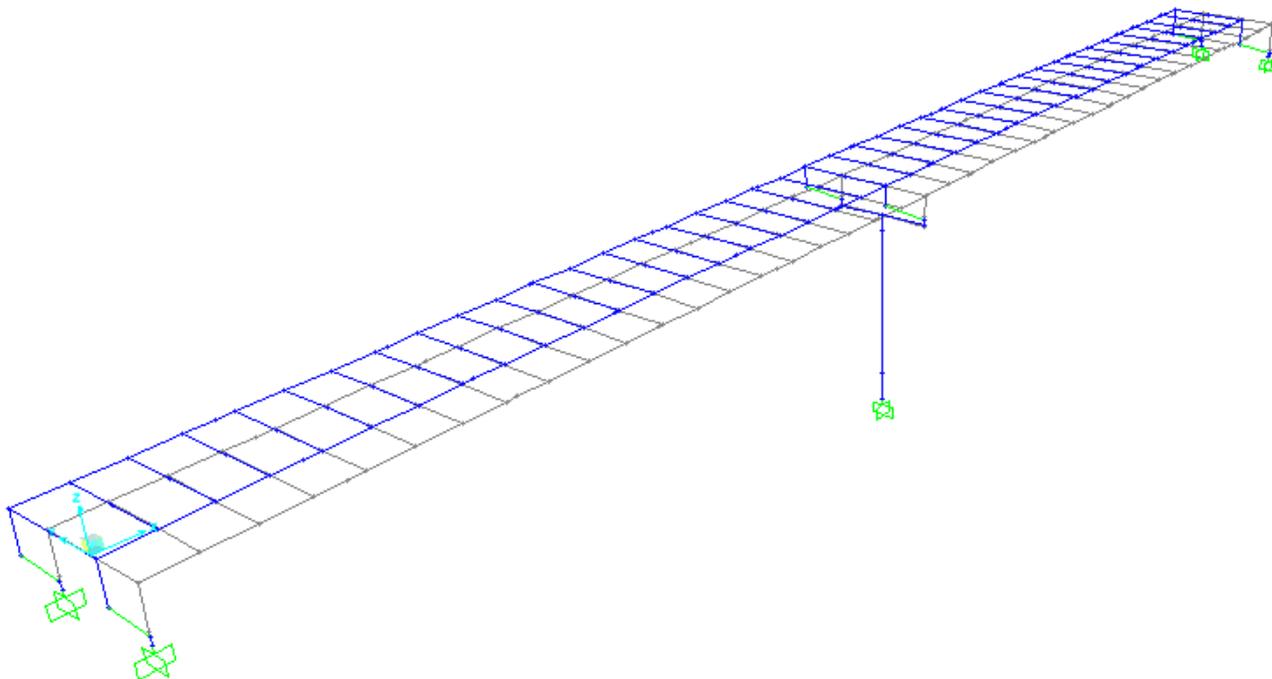
PILA

- ✓ coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (pari a $\xi_{eq} = 10\%$),
- ✓ rigidità orizzontale equivalente $K_e = 4.53 \text{ kN/mm}$

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.

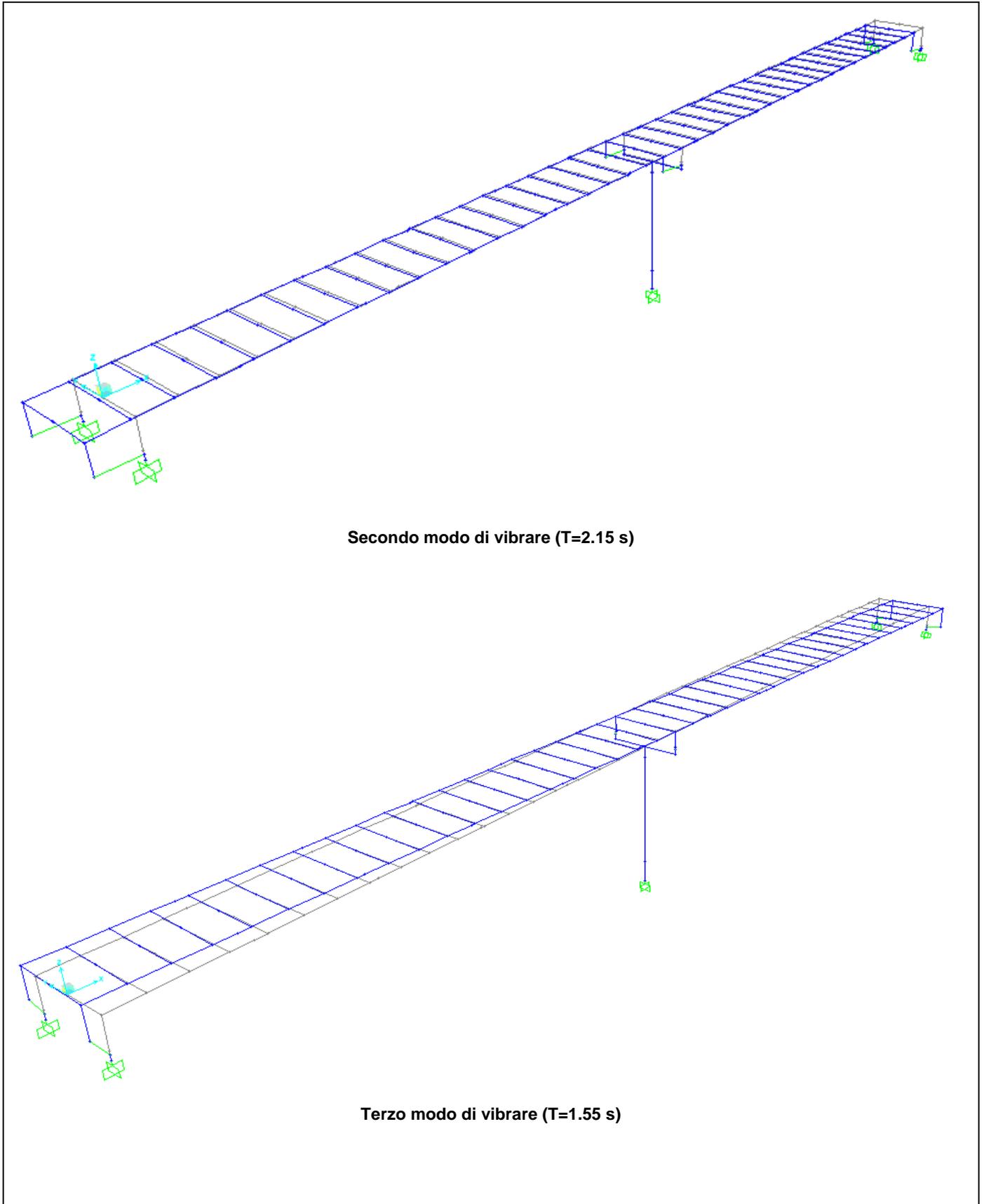
È stata definita l'analisi modale in modo da non trascurare modi di vibrare aventi massa partecipante superiore al 5%. I primi due modi di vibrare mobilitano il 100% della massa nelle due direzioni principali X e Y, per raggiungere il 95% della massa lungo partecipante lungo Z sono stati studiati 25 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=2.18 s)

progettazione ati:



progettazione ati:

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	2.180	0.000	0.859	0.000	0.000	0.859	0.000
MODAL	Mode	2	2.150	0.862	0.000	0.000	0.862	0.859	0.000
MODAL	Mode	3	1.555	0.000	0.000	0.000	0.862	0.859	0.000
MODAL	Mode	4	0.649	0.000	0.000	0.004	0.862	0.859	0.004
MODAL	Mode	5	0.491	0.000	0.000	0.692	0.862	0.859	0.696
MODAL	Mode	6	0.382	0.000	0.000	0.003	0.862	0.859	0.700
MODAL	Mode	7	0.351	0.000	0.000	0.027	0.862	0.859	0.727
MODAL	Mode	8	0.328	0.000	0.000	0.000	0.862	0.860	0.727
MODAL	Mode	9	0.204	0.000	0.000	0.009	0.862	0.860	0.736
MODAL	Mode	10	0.194	0.000	0.001	0.001	0.862	0.861	0.737
...
MODAL	Mode	47	0.00668	0.0002812	8.46E-08	0.005468	0.944	0.943	0.953

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:

coefficiente sismico orizzontale: $k_h = \beta_m \times S_S \times S_T \times a_g / g = S \times a_g / g$

coefficiente sismico verticale: $k_v = +/- 0.5 \times k_h$

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).

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:

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.

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): $k_r = 4.40 \text{ kN/mm}$, $\xi_{eq} = 10\%$. I dati sismici sono stati riferiti a $V_N = 50$ anni, in Classe d'uso IV. Coordinate geografiche Longitudine $12,510445^\circ$ e Latitudine $43,664518^\circ$. 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)	1800	2800
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	500	1200
Ritiro	(e2)	-250	-250
Max Permanenti		2300	4000
Min Permanenti		2050	3750
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+q3)	-150	3150
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	2600	450
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1)	-600	2100
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1)	1600	-500
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	-650	2800
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+q2)	2050	-550
Gradiente termico	(q7)	200	200
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)	± 100	± 100
Sisma Trasversale	(q6)	± 650	± 650
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 250	± 500
Vento Ponte Carico	(q5)	± 750	± 750
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 750	± 750
Centrifuga	(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)	± 850	± 850
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 50	± 50
Vento Ponte Carico	(q5)	± 400	± 400
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 400	± 400
Centrifuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0

SP1		Carichi Longitudinali	
		A (nodo 001)	B (nodo 201)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 850	± 850
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

P1		Carichi Verticali	
		A (nodo 026)	B (nodo 226)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	7250	8100
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	2800	2800
Ritiro	(e2)	450	450
Max Permanenti		10500	11350
Min Permanenti		10050	10900
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+q3)	150	6100
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	6100	150
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1)	-1150	4200
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1)	4200	-1150
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	-1150	5350
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+q2)	5350	-1150
Gradiente termico	(q7)	-350	-350
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	100	100
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-100	-100

P1		Carichi Verticali	
		A (nodo 026)	B (nodo 226)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Trasversale	(q6)	± 600	± 600
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 1000	± 1150
Vento Ponte Carico	(q5)	± 2150	± 2150
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 2150	± 2150
Centrifuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0

progettazione ati:

P1		Carichi Trasversali	
		A (nodo 026)	B (nodo 226)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Trasversale	(q6)	± 900	± 900
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 50	± 50
Vento Ponte Carico	(q5)	± 400	± 400
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 400	± 400
Centrifuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0

P1		Carichi Longitudinali	
		A (nodo 026)	B (nodo 226)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 850	± 850
Sisma Trasversale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	0	0
Vento Ponte Scarico	(q5)	0	0
Attrito appoggi	(q9)	0	0
Frenatura	(q3)	150	150
Termica uniforme	(q7)	0	0

Nota Bene 1 : tutti i carichi sono non ponderati

SP2		Carichi Verticali	
		A (nodo 051)	B (nodo 251)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	2500	1800
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	1200	500
Ritiro	(e2)	-250	-250
Max Permanenti		3700	2300
Min Permanenti		3450	2050
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+q3)	450	2600
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	3150	-150
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1)	-500	1600
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1)	2100	-600
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	-550	2050
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+q2)	2800	-650
Gradiente termico	(q7)	200	200
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-50	-50

SP2		Carichi Verticali	
		A (nodo 051)	B (nodo 251)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 100	± 100
Sisma Trasversale	(q6)	± 650	± 650
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 500	± 300
Vento Ponte Carico	(q5)	± 750	± 750
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 750	± 750
Centrifuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0

progettazione ati:

SP2		Carichi Trasversali	
		A (nodo 051)	B (nodo 251)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Trasversale	(q6)	± 800	± 800
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 50	± 50
Vento Ponte Carico	(q5)	± 400	± 400
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 400	± 400
Centrifuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0

SP2		Carichi Longitudinali	
		A (nodo 051)	B (nodo 251)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 850	± 850
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

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

progettazione ati:

	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
Azioni termiche	T _k	0.60	0.60	0.50

Figura 6.1 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	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Permanenti non strutturali⁽²⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Ritiro e viscosità, cedimenti vincolari	Favorevoli	γ_{e2}, γ_{e3}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		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 6.2 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.

progettazione ati:

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
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	1,35	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

progettazione ati:

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	1,35	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 6.3 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

progettazione ati:

SLEr_04	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	1,00	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
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	1,00	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 6.4 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

progettazione ati:

SLEf_01 (*)	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20
SLEqp_02	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,20
SLEqp_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	1,00	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	1,00	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 6.5 Combinazioni di carico SLE-frequente (maggiormente significative per spalle e pile): tabella 5.1.VI delle NTC2018.

progettazione ati:

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 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
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	1,00	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	1,00	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

progettazione ati:

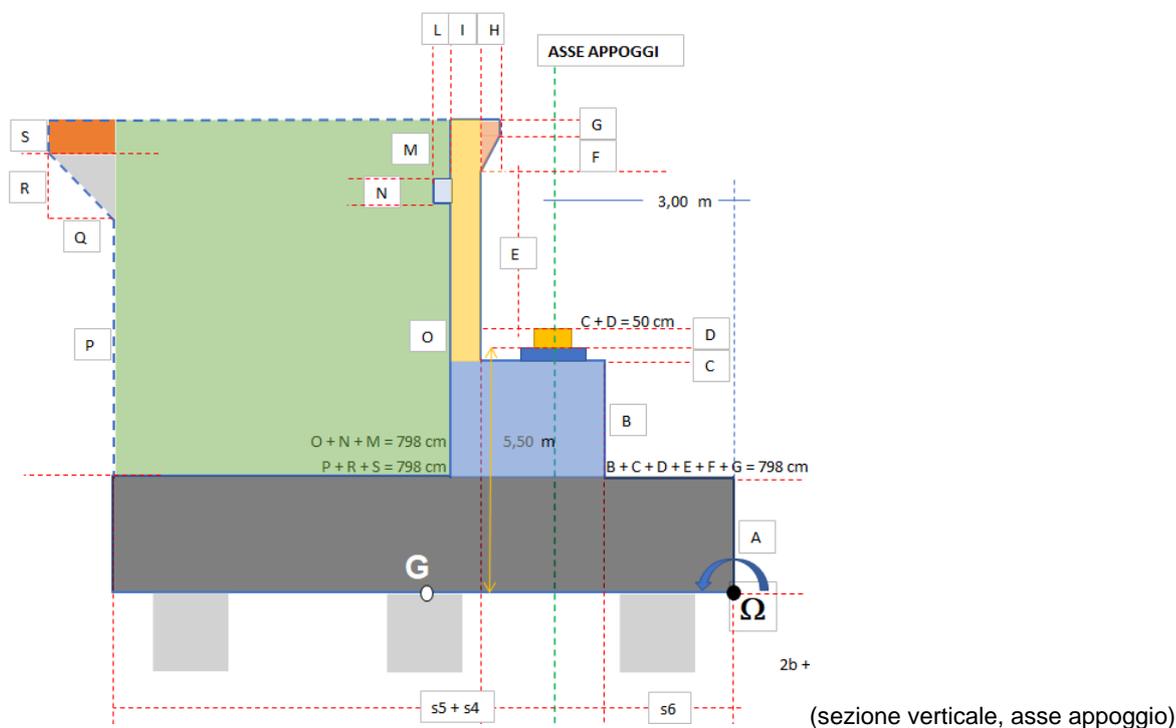
(*) Evidenziate le combinazioni di carico che maggiormente interessano il dimensionamento e la verifica delle fondazioni su pali (per spalle e pile).

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.

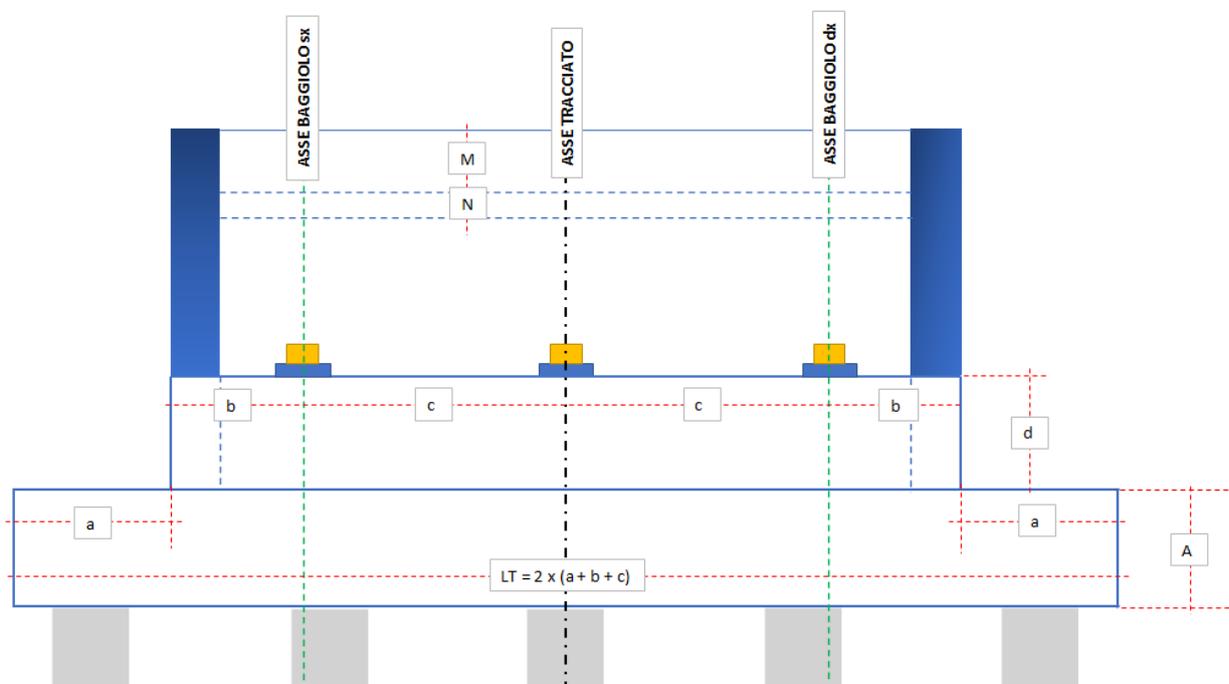
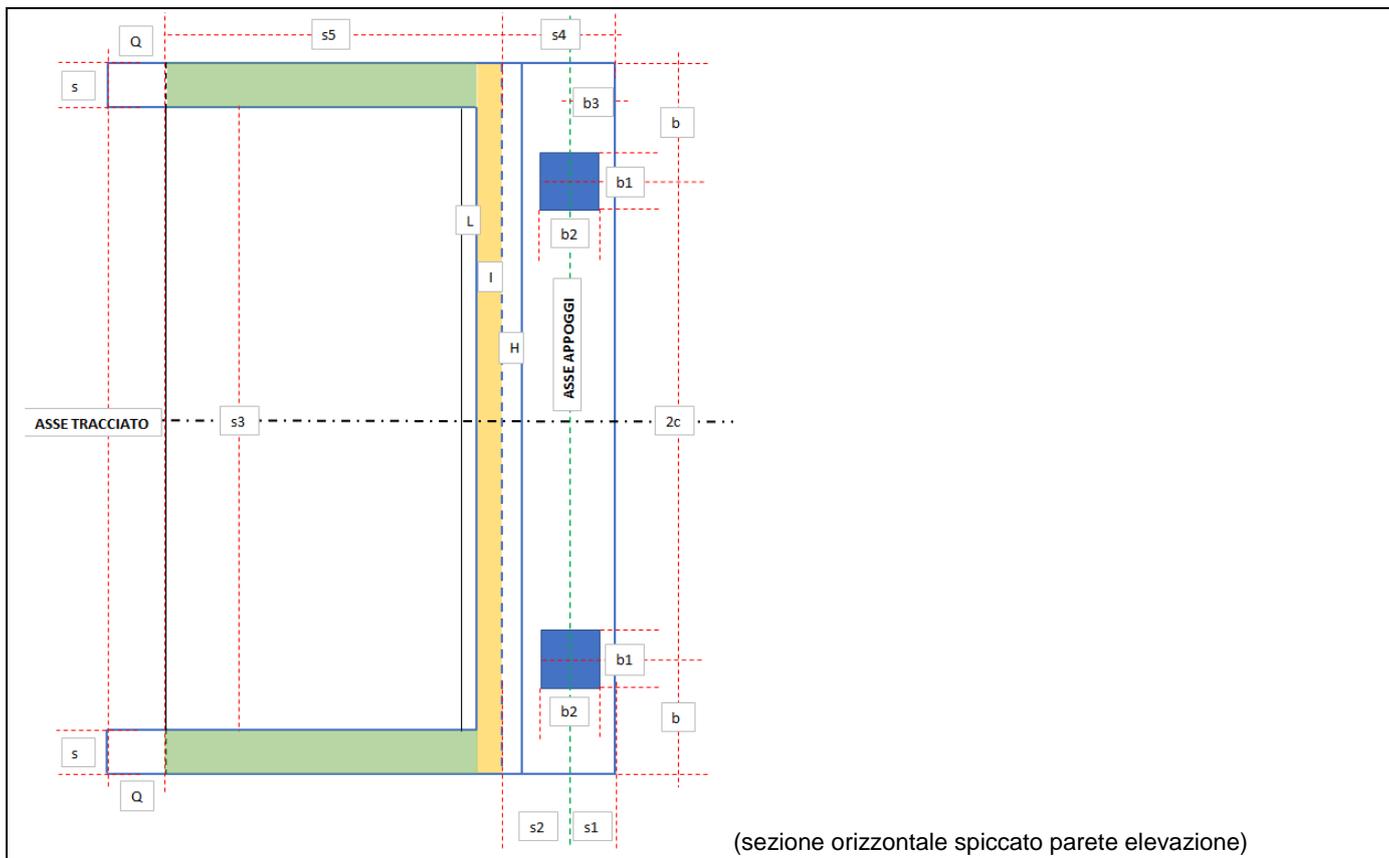
Figura 6.6 Combinazioni di carico SLE-quasi permanente (maggiormente significative per spalle e pile): tabella 5.1.VI delle NTC2018.

8 GEOMETRIE ELEMENTI STRUTTURALI: SPALLA A

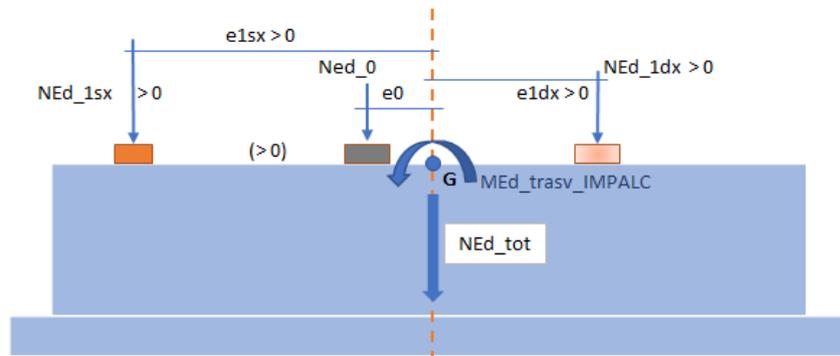
8.1 Geometria spalla: schemi grafici qualitativi



progettazione ati:



progettazione ati:



(sezione verticale, trasversale, su assi appoggi – schema qualitativo – disposizione assi appoggi da asse spalla/platea)

8.1.1 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:	$e1dx = 288 \text{ cm}$

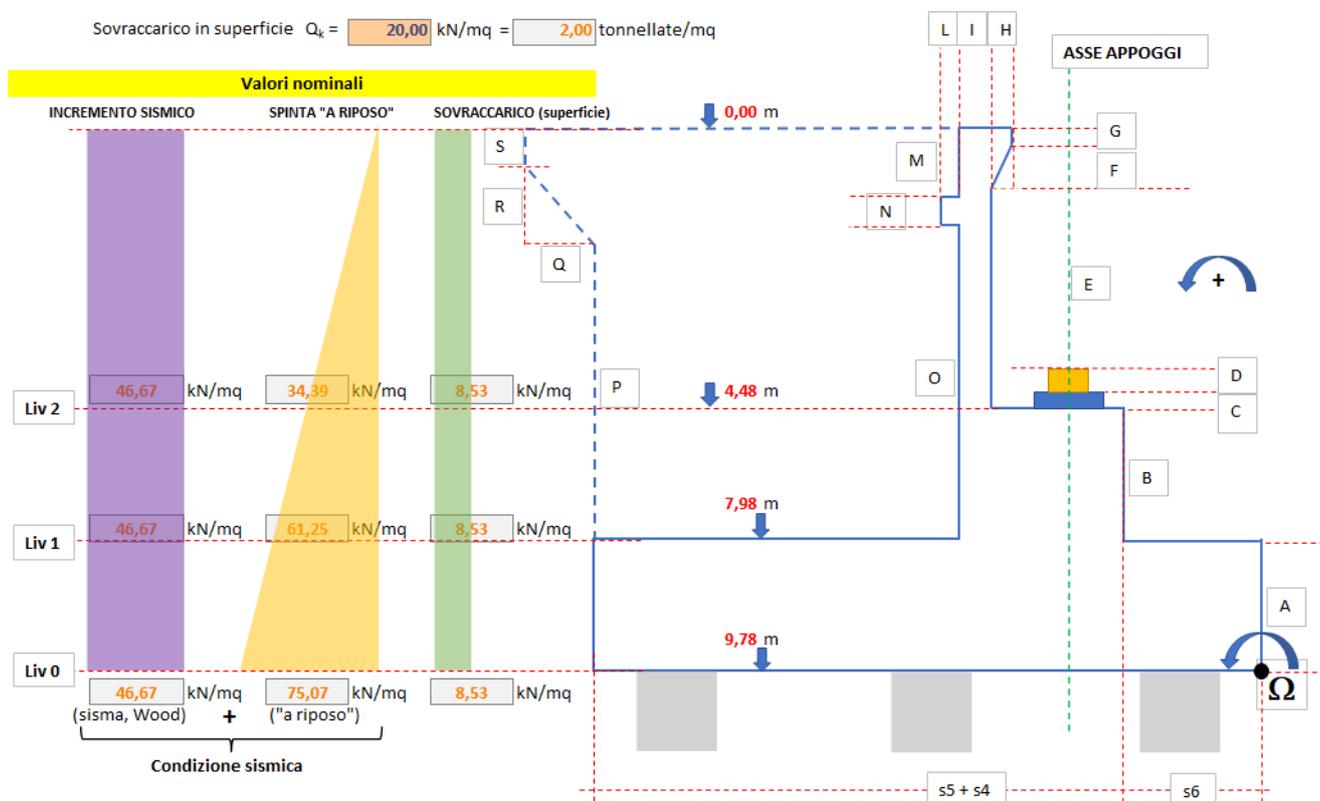
8.1.2 Dimensioni geometriche spalla

Altezza soletta fondazione:	$A = 180 \text{ cm}$
Altezza parete elevazione:	$B = d = 350 \text{ cm}$
Altezza baggioli (valore medio riferimento):	$C = 20 \text{ cm}$
Altezza apparecchio di appoggio:	$D = 30 \text{ cm}$
Altezza tratto intermedio paraghiaia:	$E = 328 \text{ cm}$
Altezza sbalzo paraghiaia (triangolare):	$F = 40 \text{ cm}$
Altezza sbalzo paraghiaia (quadrangolare):	$G = 30 \text{ cm}$
Larghezza sbalzo paraghiaia:	$H = 28 \text{ cm}$
Spessore setto paraghiaia:	$I = 50 \text{ cm}$
Larghezza dente soletta flottante:	$L = 25 \text{ cm}$
Altezza tratto setto paraghiaia fino a dente:	$M = 0 \text{ cm}$
Altezza dente soletta flottante:	$N = 0 \text{ cm}$
Altezza tratto paraghiaia da intradosso dente:	$O = 798 \text{ cm}$
Altezza risvolti laterali (fino a inizio bandiera):	$P = 798 \text{ cm}$
Larghezza orizzontale bandiera:	$Q = 0 \text{ cm}$
Altezza tratto triangolare bandiera:	$R = 0 \text{ cm}$
Altezza tratto quadrangolare bandiera:	$S = 0 \text{ cm}$
Sbordo soletta fondazione da risvolti laterali:	$a = 22,5 \text{ cm}$

progettazione ati:

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:	$s_1 = b_3 = 80$ cm
Distanza asse appoggi da bordo parete paraghiaia:	$s_2 = 110$ cm
Dimensione x baggiolo:	$b_1 = 100$ cm
Dimensione y baggiolo:	$b_2 = 100$ cm
Distanza interna netta tra risvolti laterali:	$s_3 = 1050$ cm
Larghezza parete elevazione da superf. Paraghiaia:	$s_4 = 190$ cm
Larghezza orizzontale (costante) risvolto laterale:	$s_5 = 910$ cm
Distanza orizzontale risvolti laterali:	$s_5 + s_4 = 1100$ cm
Larghezza totale soletta di fondazione:	$s_4 + 2s + s_6 = 1320$ cm
Larghezza soletta fondazione da parete elevazione:	$s_6 = 220$ cm
Larghezza (trasversale) parete elevazione:	$2(b + c) = 16,75$ m.

Sovraccarico in superficie $Q_k = 20,00$ kN/mq = 2,00 tonnellate/mq



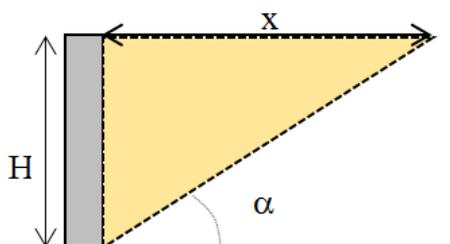
progettazione ati:

8.1.3 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)
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):	$H = 9,78 \text{ m}$ (altezza spalla con sp. soletta fondazione)
Incremento di pressione sismica (modello Wood):	$S_T S_S (a_g/g) \gamma H = 46,67 \text{ kN/m}^2$ (distribuzione costante)
Massima pressione spinta "a riposo":	$k_0 \gamma H = (0,426 \times 18,00 \times 9,78) = 75,07 \text{ kN/m}^2$ (arrotondato)
Massima pressione sovraccarico superficie:	$k_0 Q_k = (0,426 \times 20,00) = 8,53 \text{ kN/m}^2$ (arrotondato)

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 $Q_k=2 \times 300 + 2 \times 200 + 2 \times 100 = 1200 \text{ kN}$ ed i carichi distribuiti $q_k=9,0 \text{ kPa}$ 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 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 $Q = 1200/96,62 + 4,5 < 20 \text{ kN/m}^2$

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

progettazione ati:

8.1.4 Distribuzione masse elementi spalla

Si considerano i pesi delle masse dei vari elementi strutturali costituenti la spalla (ad esclusione della 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	3517,5	3,40	11960
Paraghiaia	938,0	4,35	4080
Baggioli (complessivi)	10,0	3,00	30
Sbalzo paraghiaia	53,4	3,96	211
Muri di risvolto	2573,6	8,90	22905
Peso terreno interno spalla (escluso sovraccarico) ^(*)	12971	8,90	115439

^(*) 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):	$N = 30280 \text{ kN}$
Complessivi momenti (rispetto polo Ω):	$M = 222056 \text{ kNm}$
Eccentricità complessivi verticali (pesi):	$e = M/N = 7,33 \text{ m}$
Distanza baricentro soletta fondazione da Ω :	$G\Omega = (s4 + s5 + s6)/2 = 6,60 \text{ m}$
Distanza eccentricità (trasporto):	$\Delta e = e - G\Omega = 0,73 \text{ m}$
Momento (complessivo) trasportato su G:	$M_G = N \times \Delta e = 22208 \text{ kNm}$ (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	932,5	3,55	3310
Paraghiaia	248,7	7,54	1875
Baggioli (complessivi)	2,7	5,40	14
Sbalzo paraghiaia	15,5	9,63	150
Muri di risvolto	682,2	5,79	3950

progettazione ati:

Peso terreno interno spalla	3438,6	5,79	19910
-----------------------------	--------	------	-------

Complessivi (orizzontali) inerzie: $V_h = 8029 \text{ kN}$
 Complessivi momenti (ribaltanti): $M_h = - 31647 \text{ kNm}$.

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: 9,78 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	7645 kN	6149 kN	1397 kN
$M_k =$	-37384 kNm	-20044 kNm	-6832 kNm

Liv 1 - Quota: 7,98 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	6238 kN	4094 kN	1140 kN
$M_k =$	-24889 kNm	-10889 kNm	-4548 kNm

Liv 2 - Quota: 4,48 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	3502 kN	1290 kN	640 kN
$M_k =$	-7844 kNm	-1927 kNm	-1434 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: $H_{Ed_long_terre} = 10187 \text{ kN}$
 Da comb. SLU_16 a combinazione SLU_26: $H_{Ed_long_terre} = 7546 \text{ kN}$
 Combinazione sismica SLV_03: $H_{Ed_long_terre} = 13793 \text{ kN}$
 Da comb. SLU_00 a combinazione SLU_10: $M_{Ed_terre} = 36283 \text{ kNm}$ (in modulo)
 Da comb. SLU_16 a combinazione SLU_26: $M_{Ed_terre} = 26876 \text{ kNm}$ (in modulo)
 Combinazione sismica SLV_03: $M_{Ed_terre} = 57428 \text{ kNm}$ (in modulo)

progettazione ati:

8.1.7 Sollecitazioni scaricate dagli impalcati

Altezza estradosso baggioli da quota testa palificata: 5,50 m

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
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 dei baggioli).
Valori in modulo.

Comb.	MIN N_{Ed_tot} [kN]	MAX N_{Ed_tot} [kN]	$M_{Ed_trasv_IMPALC}$ [kNm]	H_{trasv_IMPALC} [kN]	H_{long_IMPALC} [kN]
SLU_00	7905	7905	-9287	1200	510
SLU_01	12023	12023	10555	720	450
SLU_02	10808	10808	-21052	720	855
SLU_03	10808	10808	-21052	720	450
SLU_04	10808	10808	-24652	1200	510
SLU_05	10808	10808	-21052	720	690
SLU_06	12023	12023	15955	0	360
SLU_07	10808	10808	-15652	0	765
SLU_08	10808	10808	-15652	0	360
SLU_09	10808	10808	-15652	0	360
SLU_10	10808	10808	-15652	0	600
SLU_16	5700	5700	-9388	1200	510
SLU_17	9818	9818	10455	720	450
SLU_18	8603	8603	-21152	720	855
SLU_19	8603	8603	-21152	720	450
SLU_20	8603	8603	-24752	1200	510
SLU_21	8603	8603	-21152	720	690

progettazione ati:

SLU_22	9818	9818	15855	0	360
SLU_23	8603	8603	-15752	0	765
SLU_24	8603	8603	-15752	0	360
SLU_25	8603	8603	-15752	0	360
SLU_26	8603	8603	-15752	0	600

SLV_01	5550	7050	131	-	-
SLV_02	4350	5850	3581	-	-
SLV_03	-	-	-	1700	1900

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

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

$H_{\text{trasm_IMPALC}}$	risultante carichi trasversali su piano testa pali (baricentro)
$M_{\text{trasm_IMPALC}}$	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: **5,50 m** (a partire dalla quota testa dei pali).

Comb.	$H_{\text{trasm_IMPALC}}$ [kN]	$M_{\text{trasm_IMPALC}}$ [kNm]	$H_{\text{long_IMPALC}}$ [kN]	$M_{\text{long_IMPALC}}$ [kNm]
SLU_00	1200	6600	510	2805
SLU_01	720	3960	450	2475
SLU_02	720	3960	855	4703
SLU_03	720	3960	450	2475
SLU_04	1200	6600	510	2805
SLU_05	720	3960	690	3795
SLU_06	0	0	360	1980
SLU_07	0	0	765	4208
SLU_08	0	0	360	1980
SLU_09	0	0	360	1980

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_10	0	0	600	3300
SLU_16	1200	6600	510	2805
SLU_17	720	3960	450	2475
SLU_18	720	3960	855	4703
SLU_19	720	3960	450	2475
SLU_20	1200	6600	510	2805
SLU_21	720	3960	690	3795
SLU_22	0	0	360	1980
SLU_23	0	0	765	4208
SLU_24	0	0	360	1980
SLU_25	0	0	360	1980
SLU_26	0	0	600	3300

SLV_01	-	-	-	-
SLV_02	-	-	-	-
SLV_03	1700	9350	1900	10450

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.

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

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	8893	8893	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_01	13525	13525	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_02	12158	12158	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_03	12158	12158	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_04	12158	12158	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_05	12158	12158	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_06	13525	13525	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_07	12158	12158	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_08	12158	12158	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_09	12158	12158	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_10	12158	12158	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_16	6413	6413	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_17	11045	11045	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_18	9678	9678	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_19	9678	9678	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_20	9678	9678	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_21	9678	9678	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_22	11045	11045	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_23	9678	9678	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_24	9678	9678	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_25	9678	9678	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_26	9678	9678	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLV_01	6244	-	30280	-22208	8029	31647	-	-

progettazione ati:

SLV_02	4894	-	30280	-22208	8029	31647	-	-
SLV_03	6244	-	30280	-22208	8029	31647	57428	13793

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]	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	48783	48783	6206	24206	37565	37565	1200	10697
SLU_01	52900	52900	28041	38841	52058	52058	720	10637
SLU_02	51685	51685	-4933	5867	49911	49911	720	11042
SLU_03	51685	51685	-4933	5867	47684	47684	720	10637
SLU_04	51685	51685	-5893	12107	48014	48014	1200	10697
SLU_05	51685	51685	-4933	5867	49004	49004	720	10877
SLU_06	52900	52900	29481	29481	51563	51563	0	10547
SLU_07	51685	51685	-3493	-3493	49416	49416	0	10952
SLU_08	51685	51685	-3493	-3493	47189	47189	0	10547
SLU_09	51685	51685	-3493	-3493	47189	47189	0	10547
SLU_10	51685	51685	-3493	-3493	48509	48509	0	10787
SLU_16	46578	46578	3625	21625	20220	20220	1200	8056
SLU_17	50695	50695	25459	36259	34713	34713	720	7996

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_18	49480	49480	-7514	3286	32566	32566	720	8401
SLU_19	49480	49480	-7514	3286	30339	30339	720	7996
SLU_20	49480	49480	-8474	9526	30669	30669	1200	8056
SLU_21	49480	49480	-7514	3286	31659	31659	720	8236
SLU_22	50695	50695	26899	26899	34218	34218	0	7906
SLU_23	49480	49480	-6074	-6074	32071	32071	0	8311
SLU_24	49480	49480	-6074	-6074	29844	29844	0	7906
SLU_25	49480	49480	-6074	-6074	29844	29844	0	7906
SLU_26	49480	49480	-6074	-6074	31164	31164	0	8146

SLV_01	35830	37330	6375	8375	9509	14909	0	8029
SLV_02	34870	34870	8475	10475	5189	10589	0	8029
SLV_03	35830	37330	15594	17281	77387	82787	1700	20284

NOTA: Sollecitazioni SLE-rara riferite al baricentro della palificata

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]
SLEr_00	36080	36080	4650	16650	27418	27418	800	7886
SLEr_01	39130	39130	20753	27953	38178	38178	480	7846
SLEr_02	38230	38230	-3673	3528	36588	36588	480	8146
SLEr_03	38230	38230	-3673	3528	34938	34938	480	7846
SLEr_04	38230	38230	-4313	7688	35158	35158	800	7886
SLEr_05	38230	38230	-3673	3528	35818	35818	480	8006
SLEr_06	39130	39130	21713	21713	37848	37848	0	7786

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLEr_07	38230	38230	-2713	-2713	36258	36258	0	8086
SLEr_08	38230	38230	-2713	-2713	34608	34608	0	7786
SLEr_09	38230	38230	-2713	-2713	34608	34608	0	7786
SLEr_10	38230	38230	-2713	-2713	35488	35488	0	7946
SLEr_16	36080	36080	4650	16650	27418	27418	800	7886
SLEr_17	39130	39130	20753	27953	38178	38178	480	7846
SLEr_18	38230	38230	-3673	3528	36588	36588	480	8146
SLEr_19	38230	38230	-3673	3528	34938	34938	480	7846
SLEr_20	38230	38230	-4313	7688	35158	35158	800	7886
SLEr_21	38230	38230	-3673	3528	35818	35818	480	8006
SLEr_22	39130	39130	21713	21713	37848	37848	0	7786
SLEr_23	38230	38230	-2713	-2713	36258	36258	0	8086
SLEr_24	38230	38230	-2713	-2713	34608	34608	0	7786
SLEr_25	38230	38230	-2713	-2713	34608	34608	0	7786
SLEr_26	38230	38230	-2713	-2713	35488	35488	0	7946

progettazione ati:

NOTA: Sollecitazioni SLE-frequente riferite al baricentro della palificata

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]
SLEf_00	36080	36080	4650	16650	27418	27418	800	7886
SLEf_01	39130	39130	21393	23793	37958	37958	160	7806
SLEqp_02	38230	38230	-3033	-633	36368	36368	160	8106
SLEqp_03	38230	38230	-3033	-633	34718	34718	160	7806
SLEf_04	38230	38230	-4313	7688	35158	35158	800	7886
SLEf_05	38230	38230	-3033	-633	35598	35598	160	7966
SLEf_06	39130	39130	21713	21713	37848	37848	0	7786
SLEf_07	38230	38230	-2713	-2713	36258	36258	0	8086
SLEf_08	38230	38230	-2713	-2713	34608	34608	0	7786
SLEf_09	38230	38230	-2713	-2713	34608	34608	0	7786
SLEf_10	38230	38230	-2713	-2713	35488	35488	0	7946
SLEf_16	36080	36080	4650	16650	26538	26538	800	7726
SLEf_17	39130	39130	21393	23793	37078	37078	160	7646
SLEf_18	38230	38230	-3033	-633	35488	35488	160	7946
SLEf_19	38230	38230	-3033	-633	33838	33838	160	7646
SLEf_20	38230	38230	-4313	7688	34278	34278	800	7726
SLEf_21	38230	38230	-3033	-633	35598	35598	160	7966
SLEf_22	39130	39130	21713	21713	36968	36968	0	7626
SLEf_23	38230	38230	-2713	-2713	35378	35378	0	7926
SLEf_24	38230	38230	-2713	-2713	33728	33728	0	7626
SLEf_25	38230	38230	-2713	-2713	33728	33728	0	7626
SLEf_26	38230	38230	-2713	-2713	35488	35488	0	7946

progettazione ati:

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

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]
SLEqp_00	36080	36080	4650	16650	26098	26098	800	7646
SLEqp_01	39130	39130	21713	21713	36528	36528	0	7546
SLEqp_02	38230	38230	-2713	-2713	34938	34938	0	7846
SLEqp_03	38230	38230	-2713	-2713	33288	33288	0	7546
SLEqp_04	38230	38230	-4313	7688	33838	33838	800	7646
SLEqp_05	38230	38230	-2713	-2713	35488	35488	0	7946
SLEqp_06	39130	39130	21713	21713	36528	36528	0	7546
SLEqp_07	38230	38230	-2713	-2713	34938	34938	0	7846
SLEqp_08	38230	38230	-2713	-2713	33288	33288	0	7546
SLEqp_09	38230	38230	-2713	-2713	33288	33288	0	7546
SLEqp_10	38230	38230	-2713	-2713	35488	35488	0	7946
SLEqp_16	36080	36080	4650	16650	26098	26098	800	7646
SLEqp_17	39130	39130	21713	21713	36528	36528	0	7546
SLEqp_18	38230	38230	-2713	-2713	34938	34938	0	7846
SLEqp_19	38230	38230	-2713	-2713	33288	33288	0	7546
SLEqp_20	38230	38230	-4313	7688	33838	33838	800	7646
SLEqp_21	38230	38230	-2713	-2713	35488	35488	0	7946
SLEqp_22	39130	39130	21713	21713	36528	36528	0	7546
SLEqp_23	38230	38230	-2713	-2713	34938	34938	0	7846
SLEqp_24	38230	38230	-2713	-2713	33288	33288	0	7546
SLEqp_25	38230	38230	-2713	-2713	33288	33288	0	7546
SLEqp_26	38230	38230	-2713	-2713	35488	35488	0	7946

progettazione ati:

8.1.8 Massime sollecitazioni sulla palificata (spalla n. A)

Si riportano di seguito le sollecitazioni, riferite al baricentro della palificata, che maggiormente cementano 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 _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLU ^(*)	52900	52900	28041	38841	52058	52058	720	10637
SLU ^(**)	51685	51685	-4933	5867	49911	49911	720	11042
SLV (N _{min})	35830	-	15594	17281	77387	82787	1700	20284
SLV (N _{max})	-	37330	15594	17281	77387	82787	1700	20284
SLE-rara	39130	39130	20753	27953	38178	38178	480	7846
SLE-frequente	39130	39130	21393	23793	37958	37958	160	7806
SLE-quasi permanente	39130	39130	21713	21713	36528	36528	0	7546

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

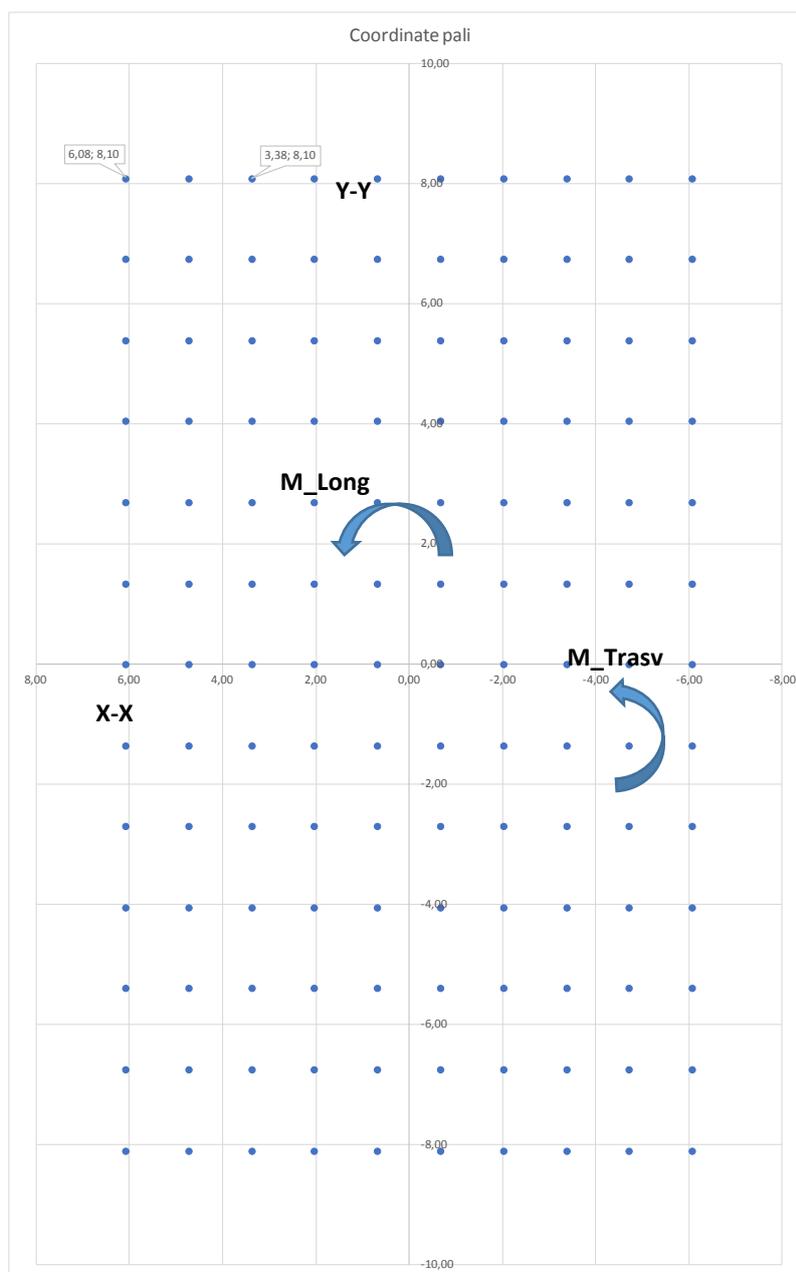
(**) Combinazione di carico che dà il massimo valore di azione di taglio SLU longitudinale (H) sul palo della palificata.

progettazione ati:

8.2 Dettagli palificata

8.2.1 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:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

PALO	Xi [m]	Yi [m]	Xi ²	Yi ²	Xi/ly	Yi/lx								
1	6,08	8,10	36,91	65,61	0,0031	0,0024	31	6,08	4,05	36,91	16,40	0,0031	0,0012	
2	4,73	8,10	22,33	65,61	0,0024	0,0024	32	4,73	4,05	22,33	16,40	0,0024	0,0012	
3	3,38	8,10	11,39	65,61	0,0017	0,0024	33	3,38	4,05	11,39	16,40	0,0017	0,0012	
4	2,03	8,10	4,10	65,61	0,0010	0,0024	34	2,03	4,05	4,10	16,40	0,0010	0,0012	
5	0,68	8,10	0,46	65,61	0,0003	0,0024	35	0,68	4,05	0,46	16,40	0,0003	0,0012	
6	-0,68	8,10	0,46	65,61	-0,0003	0,0024	36	-0,68	4,05	0,46	16,40	-0,0003	0,0012	
7	-2,03	8,10	4,10	65,61	-0,0010	0,0024	37	-2,03	4,05	4,10	16,40	-0,0010	0,0012	
8	-3,38	8,10	11,39	65,61	-0,0017	0,0024	38	-3,38	4,05	11,39	16,40	-0,0017	0,0012	
9	-4,73	8,10	22,33	65,61	-0,0024	0,0024	39	-4,73	4,05	22,33	16,40	-0,0024	0,0012	
10	-6,08	8,10	36,91	65,61	-0,0031	0,0024	40	-6,08	4,05	36,91	16,40	-0,0031	0,0012	
11	6,08	6,75	36,91	45,56	0,0031	0,0020	41	6,08	2,70	36,91	7,29	0,0031	0,0008	
12	4,73	6,75	22,33	45,56	0,0024	0,0020	42	4,73	2,70	22,33	7,29	0,0024	0,0008	
13	3,38	6,75	11,39	45,56	0,0017	0,0020	43	3,38	2,70	11,39	7,29	0,0017	0,0008	
14	2,03	6,75	4,10	45,56	0,0010	0,0020	44	2,03	2,70	4,10	7,29	0,0010	0,0008	
15	0,68	6,75	0,46	45,56	0,0003	0,0020	45	0,68	2,70	0,46	7,29	0,0003	0,0008	
16	-0,68	6,75	0,46	45,56	-0,0003	0,0020	46	-0,68	2,70	0,46	7,29	-0,0003	0,0008	
17	-2,03	6,75	4,10	45,56	-0,0010	0,0020	47	-2,03	2,70	4,10	7,29	-0,0010	0,0008	
18	-3,38	6,75	11,39	45,56	-0,0017	0,0020	48	-3,38	2,70	11,39	7,29	-0,0017	0,0008	
19	-4,73	6,75	22,33	45,56	-0,0024	0,0020	49	-4,73	2,70	22,33	7,29	-0,0024	0,0008	
20	-6,08	6,75	36,91	45,56	-0,0031	0,0020	50	-6,08	2,70	36,91	7,29	-0,0031	0,0008	
21	6,08	5,40	36,91	29,16	0,0031	0,0016	51	6,08	1,35	36,91	1,82	0,0031	0,0004	
22	4,73	5,40	22,33	29,16	0,0024	0,0016	52	4,73	1,35	22,33	1,82	0,0024	0,0004	
23	3,38	5,40	11,39	29,16	0,0017	0,0016	53	3,38	1,35	11,39	1,82	0,0017	0,0004	
24	2,03	5,40	4,10	29,16	0,0010	0,0016	54	2,03	1,35	4,10	1,82	0,0010	0,0004	
25	0,68	5,40	0,46	29,16	0,0003	0,0016	55	0,68	1,35	0,46	1,82	0,0003	0,0004	
26	-0,68	5,40	0,46	29,16	-0,0003	0,0016	56	-0,68	1,35	0,46	1,82	-0,0003	0,0004	
27	-2,03	5,40	4,10	29,16	-0,0010	0,0016	57	-2,03	1,35	4,10	1,82	-0,0010	0,0004	
28	-3,38	5,40	11,39	29,16	-0,0017	0,0016	58	-3,38	1,35	11,39	1,82	-0,0017	0,0004	
29	-4,73	5,40	22,33	29,16	-0,0024	0,0016	59	-4,73	1,35	22,33	1,82	-0,0024	0,0004	
30	-6,08	5,40	36,91	29,16	-0,0031	0,0016	60	-6,08	1,35	36,91	1,82	-0,0031	0,0004	
							91	6,08	-4,05	36,91	16,40	0,0031	-0,0012	
							92	4,73	-4,05	22,33	16,40	0,0024	-0,0012	
							93	3,38	-4,05	11,39	16,40	0,0017	-0,0012	
							94	2,03	-4,05	4,10	16,40	0,0010	-0,0012	
							95	0,68	-4,05	0,46	16,40	0,0003	-0,0012	
							96	-0,68	-4,05	0,46	16,40	-0,0003	-0,0012	
							97	-2,03	-4,05	4,10	16,40	-0,0010	-0,0012	
							98	-3,38	-4,05	11,39	16,40	-0,0017	-0,0012	
							99	-4,73	-4,05	22,33	16,40	-0,0024	-0,0012	
							100	-6,08	-4,05	36,91	16,40	-0,0031	-0,0012	
							101	6,08	-5,40	36,91	29,16	0,0031	-0,0016	
							102	4,73	-5,40	22,33	29,16	0,0024	-0,0016	
							103	3,38	-5,40	11,39	29,16	0,0017	-0,0016	
							104	2,03	-5,40	4,10	29,16	0,0010	-0,0016	
							105	0,68	-5,40	0,46	29,16	0,0003	-0,0016	
							106	-0,68	-5,40	0,46	29,16	-0,0003	-0,0016	
							107	-2,03	-5,40	4,10	29,16	-0,0010	-0,0016	
							108	-3,38	-5,40	11,39	29,16	-0,0017	-0,0016	
							109	-4,73	-5,40	22,33	29,16	-0,0024	-0,0016	
							110	-6,08	-5,40	36,91	29,16	-0,0031	-0,0016	
							111	6,08	-6,75	36,91	45,56	0,0031	-0,0020	
							112	4,73	-6,75	22,33	45,56	0,0024	-0,0020	
							113	3,38	-6,75	11,39	45,56	0,0017	-0,0020	
							114	2,03	-6,75	4,10	45,56	0,0010	-0,0020	
							115	0,68	-6,75	0,46	45,56	0,0003	-0,0020	
							116	-0,68	-6,75	0,46	45,56	-0,0003	-0,0020	
							117	-2,03	-6,75	4,10	45,56	-0,0010	-0,0020	
							118	-3,38	-6,75	11,39	45,56	-0,0017	-0,0020	
							119	-4,73	-6,75	22,33	45,56	-0,0024	-0,0020	
							120	-6,08	-6,75	36,91	45,56	-0,0031	-0,0020	
							121	6,08	-8,10	36,91	65,61	0,0031	-0,0024	
							122	4,73	-8,10	22,33	65,61	0,0024	-0,0024	
							123	3,38	-8,10	11,39	65,61	0,0017	-0,0024	
							124	2,03	-8,10	4,10	65,61	0,0010	-0,0024	
							125	0,68	-8,10	0,46	65,61	0,0003	-0,0024	
							126	-0,68	-8,10	0,46	65,61	-0,0003	-0,0024	
							127	-2,03	-8,10	4,10	65,61	-0,0010	-0,0024	
							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	

progettazione ati:

8.2.2 Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato

Palificata con numero di pali pari a:	$N_{\text{pali}} = 130$
Interasse palificata (dir. y-y):	$i_y = 1.35$ m (trasversalmente ad asse tracciato)
Interasse palificata (dir. x-x):	$i_x = 1.35$ m (parallelamente ad asse tracciato)

SLV – N_{max} e M_{max}

Combinazione di riferimento	SLV_03
Massimo carico assiale su palo (SLV)	$P_{i,\text{max}} = 586,7$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLV):	$P_{i,\text{min}} = -12,4$ kN (trazione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLV):	$V_{i,\text{max}} = 156,6$ kN

SLV – N_{min} e M_{max}

Combinazione di riferimento	SLV_03
Massimo carico assiale su palo (SLV)	$P_{i,\text{max}} = 575,1$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLV):	$P_{i,\text{min}} = -23,9$ kN (trazione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLV):	$V_{i,\text{max}} = 156,6$ kN

SLU

Combinazione di riferimento	SLU_01
Massimo carico assiale su palo (SLU)	$P_{i,\text{max}} = 663,6$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLU):	$P_{i,\text{min}} = 150,3$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLU):	$V_{i,\text{max}} = 82,0$ kN

SLE-rara

Combinazione di riferimento	SLEr_01
Massimo carico assiale (SLE-rara)	$P_{i,\text{rara,max}} = 487,9$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLE-rara)	$P_{i,\text{rara,min}} = 114,1$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLE-rara)	$V_{i,\text{rara,max}} = 60,5$ kN

SLE-frequente

Combinazione di riferimento	SLEf_01
Massimo carico assiale (SLE-freq)	$P_{i,\text{freq,max}} = 477,1$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,\text{freq,min}} = 124,9$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLE-freq)	$V_{i,\text{freq,max}} = 60,1$ kN

progettazione ati:

SLE-quasi permanente

Combinazione di riferimento

SLEqp_01

Massimo carico assiale (SLE-qperm)

$P_{i,qperm,max} = 467,6$ kN

Minimo carico assiale su palo (SLE-qperm)

$P_{i,qperm,min} = 134,4$ kN (compressione)

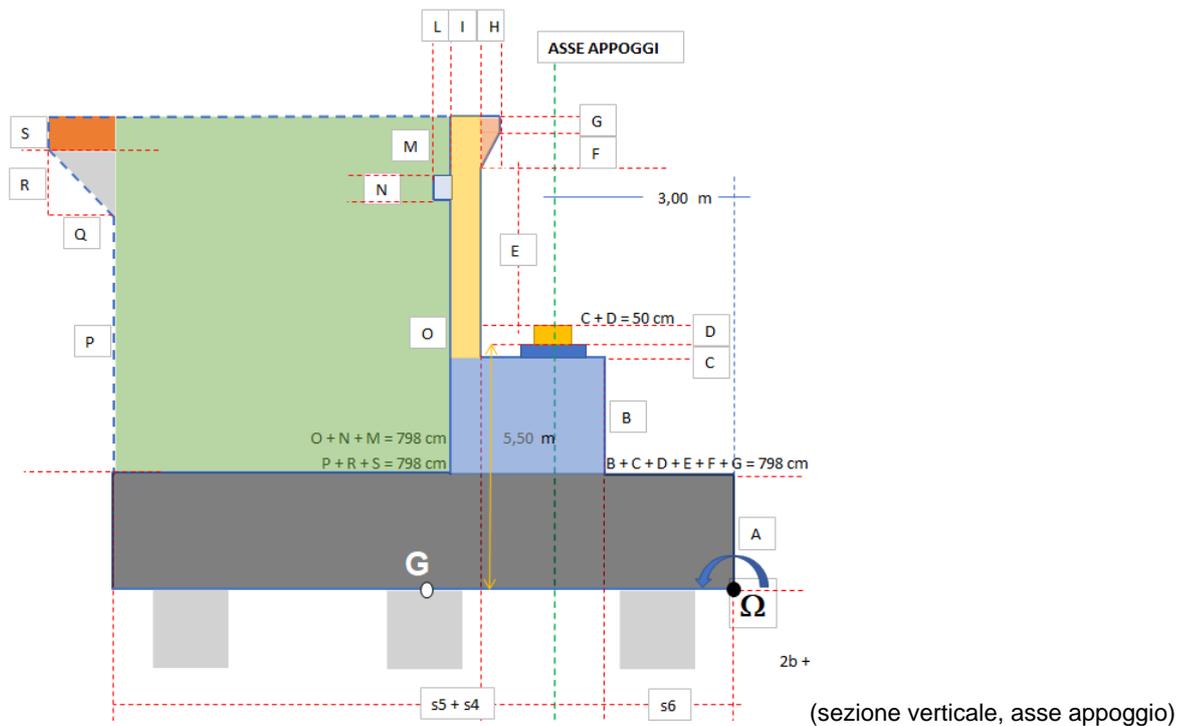
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLE-qperm)

$V_{i,qperm,max} = 58,0$ kN

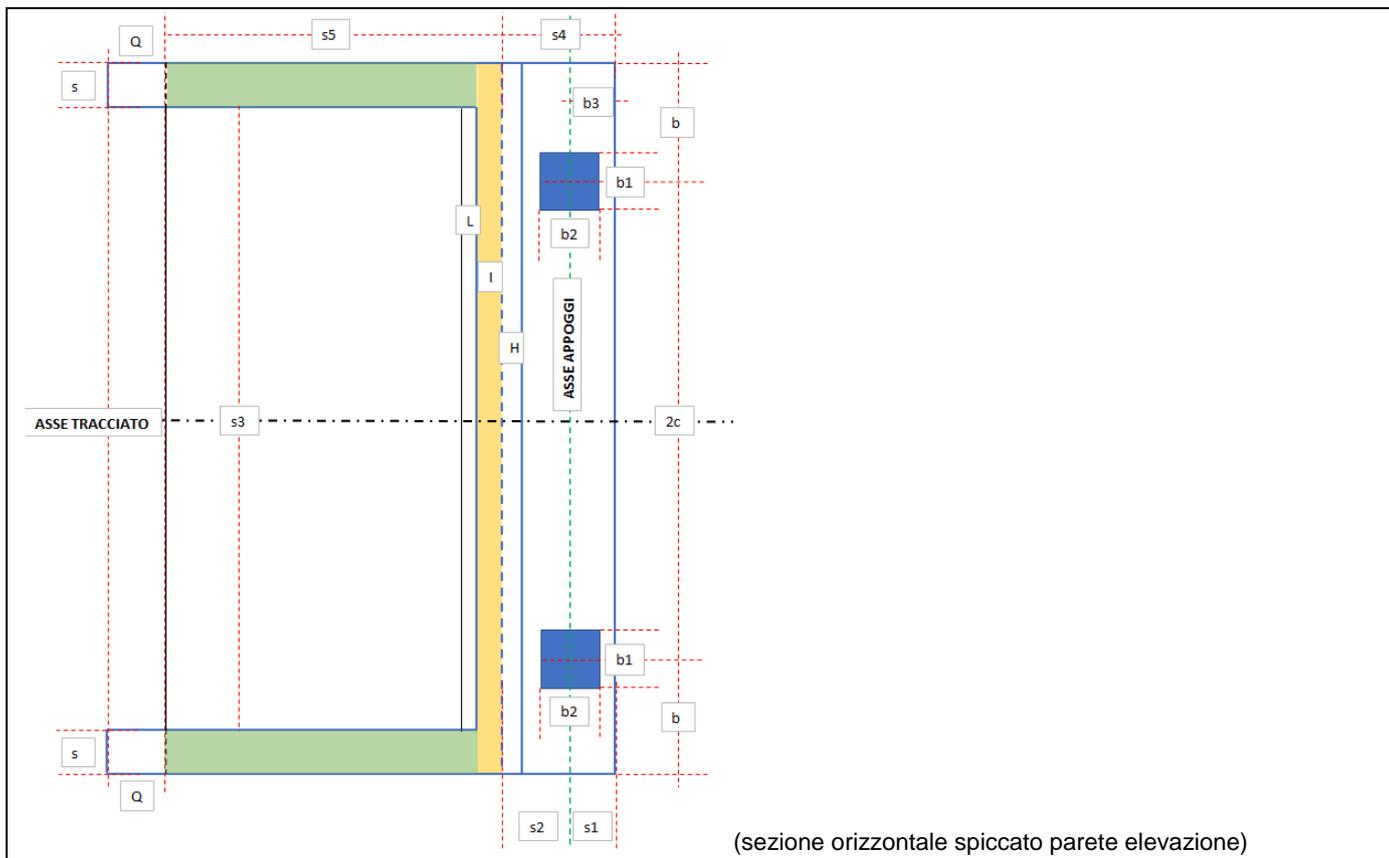
progettazione ati:

9 GEOMETRIE ELEMENTI STRUTTURALI: SPALLA B

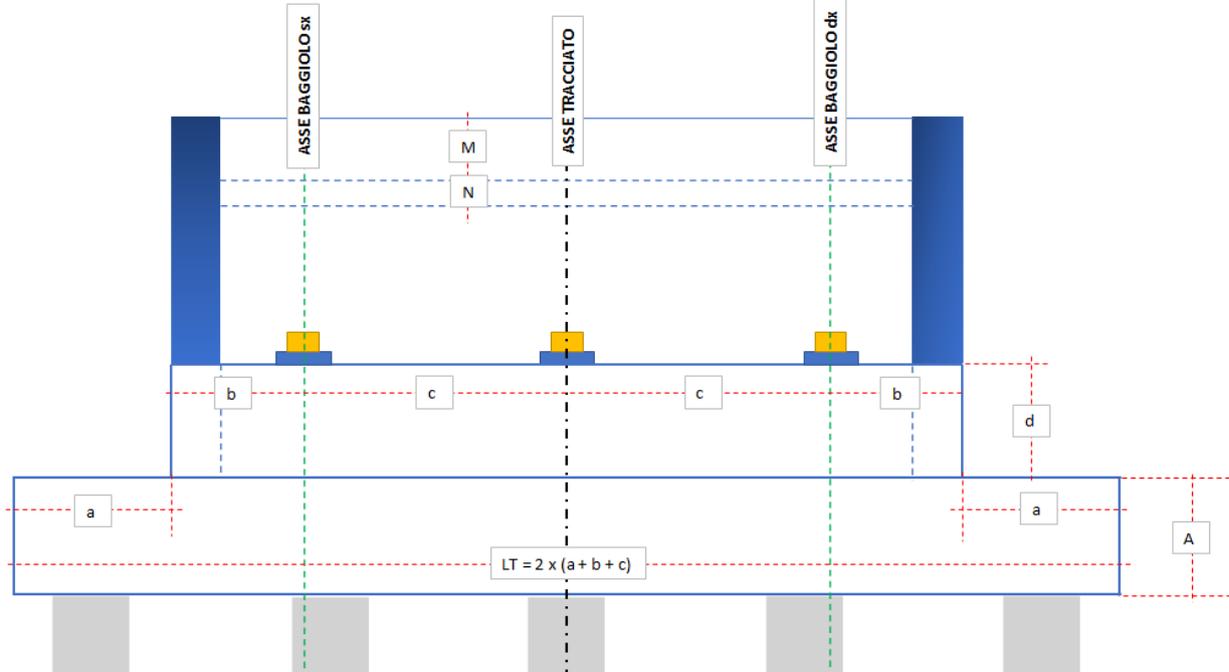
9.1 Geometria spalla: schemi grafici qualitativi



progettazione ati:

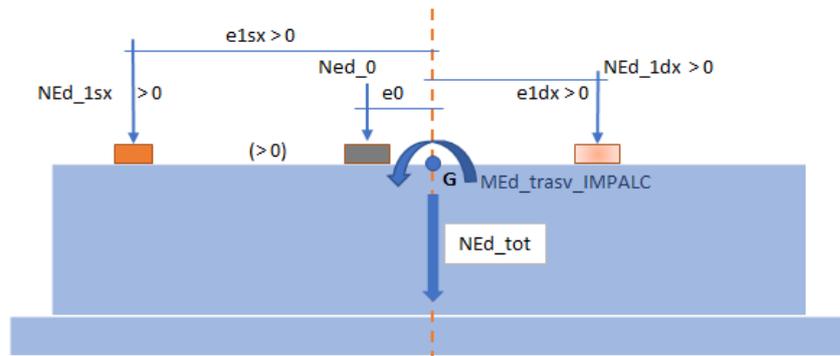


(sezione orizzontale spiccato parete elevazione)



(sezione verticale, trasversale, su assi appoggi – schema qualitativo – numero di appoggi disegnati generico)

progettazione ati:



(sezione verticale, trasversale, su assi appoggi – schema qualitativo – disposizione assi appoggi da asse spalla/platea)

9.1.1 Disassamento baricentro appoggi

Numero di appoggi (effettivo) per spalla:	2
Distanza appoggio "1 sx" da baricentro spalla:	$e_{1sx} = 288$ cm
Distanza appoggio "0" (baricentro appoggi lat.):	$e_0 = -113$ cm (coincidente con baricentro coppia appoggi)
Distanza appoggio "1 dx" da baricentro spalla:	$e_{1dx} = 513$ cm

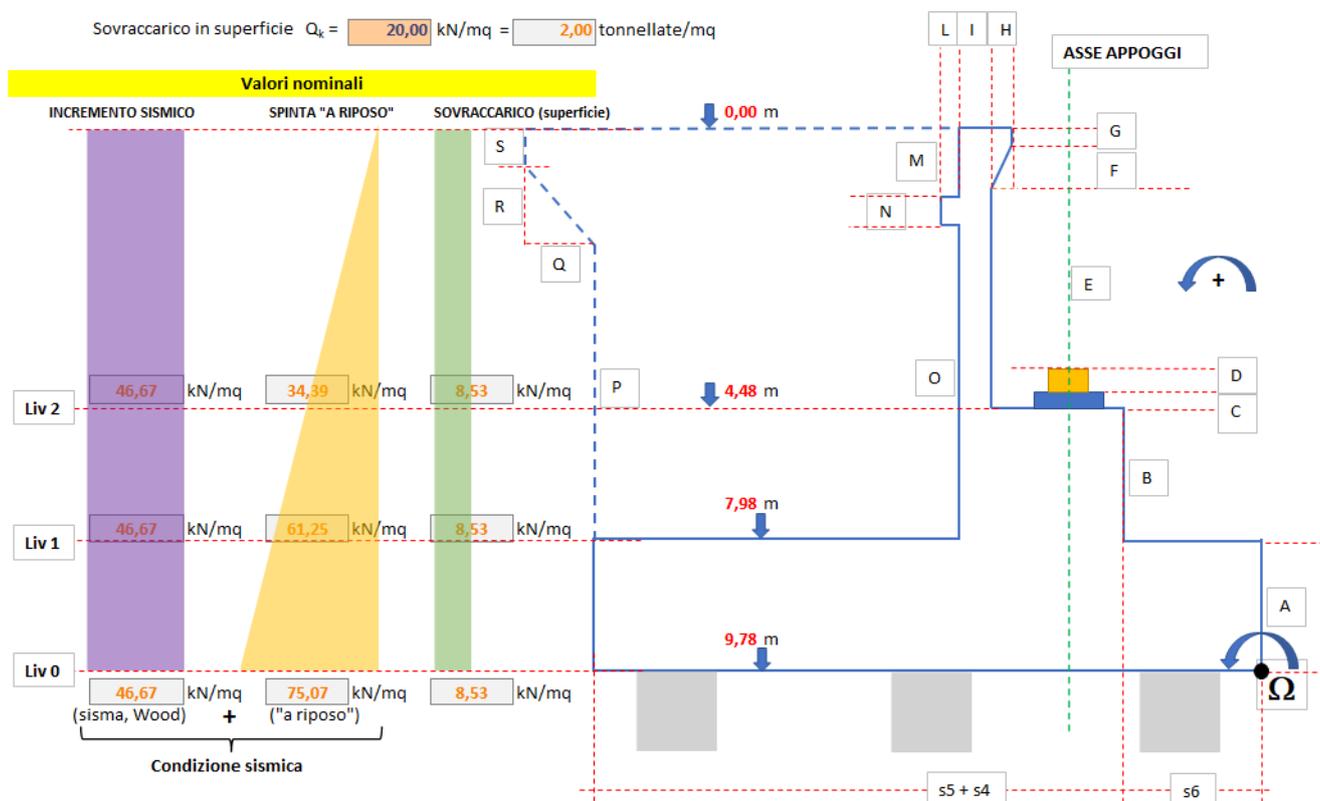
9.1.2 Dimensioni geometriche spalla

Altezza soletta fondazione:	$A = 180$ cm
Altezza parete elevazione:	$B = d = 350$ cm
Altezza baggioli (valore medio riferimento):	$C = 20$ cm
Altezza apparecchio di appoggio:	$D = 30$ cm
Altezza tratto intermedio paraghiaia:	$E = 328$ 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:	$M = 0$ cm
Altezza dente soletta flottante:	$N = 0$ cm
Altezza tratto paraghiaia da intradosso dente:	$O = 798$ cm
Altezza risvolti laterali (fino a inizio bandiera):	$P = 798$ cm
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

progettazione ati:

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:	$s_1 = b_3 = 80$ cm
Distanza asse appoggi da bordo parete paraghiaia:	$s_2 = 110$ cm
Dimensione x baggiolo:	$b_1 = 100$ cm
Dimensione y baggiolo:	$b_2 = 100$ cm
Distanza interna netta tra risvolti laterali:	$s_3 = 1050$ cm
Larghezza parete elevazione da superf. Paraghiaia:	$s_4 = 190$ cm
Larghezza orizzontale (costante) risvolto laterale:	$s_5 = 910$ cm
Distanza orizzontale risvolti laterali:	$s_5 + s_4 = 1100$ cm
Larghezza totale soletta di fondazione:	$s_4 + 2s + s_6 = 1320$ cm
Larghezza soletta fondazione da parete elevazione:	$s_6 = 220$ cm
Larghezza (trasversale) parete elevazione:	$2(b + c) = 16,75$ m.

Sovraccarico in superficie $Q_k = 20,00$ kN/mq = 2,00 tonnellate/mq



progettazione ati:

9.1.3 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)
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):	$H = 9,78 \text{ m}$ (altezza spalla con sp. soletta fondazione)
Incremento di pressione sismica (modello Wood):	$S_T S_S (a_g/g) \gamma H = 46,67 \text{ kN/m}^2$ (distribuzione costante)
Massima pressione spinta "a riposo":	$k_0 \gamma H = (0,426 \times 18,00 \times 9,78) = 75,07 \text{ kN/m}^2$ (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 della 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	3517,5	3,40	11960
Paraghiaia	938,0	4,35	4080
Baggioli (complessivi)	10,0	3,00	30
Sbalzo paraghiaia	53,4	3,96	211
Muri di risvolto	2573,6	8,90	22905
Peso terreno interno spalla (escluso sovraccarico) ^(*)	12971	8,90	115439

^(*) 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):	$N = 30280 \text{ kN}$
Complessivi momenti (rispetto polo Ω):	$M = 222056 \text{ kNm}$
Eccentricità complessivi verticali (pesi):	$e = M/N = 7,33 \text{ m}$

progettazione ati:

Distanza baricentro soletta fondazione da Ω : $G\Omega = (s4 + s5 + s6)/2 = 6,60$ m
 Distanza eccentricità (trasporto): $\Delta e = e - G\Omega = 0,73$ m
 Momento (complessivo) trasportato su G: $M_G = N \times \Delta e = 22208$ 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	932,5	3,55	3310
Paraghiaia	248,7	7,54	1875
Baggioli (complessivi)	2,7	5,40	14
Sbalzo paraghiaia	15,5	9,63	150
Muri di risvolto	682,2	5,79	3950
Peso terreno interno spalla	3438,6	5,79	19910

Complessivi (orizzontali) inerzie: $V_h = 8029$ kN
 Complessivi momenti (ribaltanti): $M_h = - 31647$ kNm.

Valori riferiti alla larghezza della parete di elevazione: $L = 16,75$ m (**risultanti sismiche orizzontali e momenti ribaltanti dovuti alle spinte dei terreni**)

Liv 0 - Quota: 9,78 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	7645 kN	6149 kN	1397 kN
$M_k =$	-37384 kNm	-20044 kNm	-6832 kNm

Liv 1 - Quota: 7,98 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	6238 kN	4094 kN	1140 kN
$M_k =$	-24889 kNm	-10889 kNm	-4548 kNm

progettazione ati:

Liv 2 - Quota: 4,48 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	3502 kN	1290 kN	640 kN
$M_k =$	-7844 kNm	-1927 kNm	-1434 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:	$H_{Ed_long_terre} = 10187$ kN
Da comb. SLU_16 a combinazione SLU_26:	$H_{Ed_long_terre} = 7546$ kN
Combinazione sismica SLV_03:	$H_{Ed_long_terre} = 13793$ kN
Da comb. SLU_00 a combinazione SLU_10:	$M_{Ed_terre} = 36283$ kNm (in modulo)
Da comb. SLU_16 a combinazione SLU_26:	$M_{Ed_terre} = 26876$ kNm (in modulo)
Combinazione sismica SLV_03:	$M_{Ed_terre} = 57428$ kNm (in modulo)

9.1.7 Sollecitazioni scaricate dagli impalcati

Altezza estradosso baggioli da quota testa palificata:	5,50 m
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
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 dei baggioli).
Valori in modulo.

Comb.	MIN N_{Ed_tot} [kN]	MAX N_{Ed_tot} [kN]	$M_{Ed_trasv_IMPALC}$ [kNm]	H_{trasv_IMPALC} [kN]	H_{long_IMPALC} [kN]
SLU_00	7500	7500	-9879	1200	510
SLU_01	11618	11618	-22532	720	450
SLU_02	10403	10403	9113	720	855
SLU_03	10403	10403	9113	720	450

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_04	10403	10403	5509	1200	510
SLU_05	10403	10403	9113	720	690
SLU_06	11618	11618	-17125	0	360
SLU_07	10403	10403	14520	0	765
SLU_08	10403	10403	14520	0	360
SLU_09	10403	10403	14520	0	360
SLU_10	10403	10403	14520	0	600
SLU_16	5400	5400	-9479	1200	510
SLU_17	9518	9518	-22131	720	450
SLU_18	8303	8303	9513	720	855
SLU_19	8303	8303	9513	720	450
SLU_20	8303	8303	5909	1200	510
SLU_21	8303	8303	9513	720	690
SLU_22	9518	9518	-16725	0	360
SLU_23	8303	8303	14920	0	765
SLU_24	8303	8303	14920	0	360
SLU_25	8303	8303	14920	0	360
SLU_26	8303	8303	14920	0	600
SLV_01	5200	6800	-1242	-	-
SLV_02	4700	6300	1323	-	-
SLV_03	-	-	-	1600	1900

Sollecitazioni flettenti SLU/SLV riferite al 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)

progettazione ati:

Altezza dell'estradosso dei baggioli: **5,50 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	1200	6600	510	2805
SLU_01	720	3960	450	2475
SLU_02	720	3960	855	4703
SLU_03	720	3960	450	2475
SLU_04	1200	6600	510	2805
SLU_05	720	3960	690	3795
SLU_06	0	0	360	1980
SLU_07	0	0	765	4208
SLU_08	0	0	360	1980
SLU_09	0	0	360	1980
SLU_10	0	0	600	3300
SLU_16	1200	6600	510	2805
SLU_17	720	3960	450	2475
SLU_18	720	3960	855	4703
SLU_19	720	3960	450	2475
SLU_20	1200	6600	510	2805
SLU_21	720	3960	690	3795
SLU_22	0	0	360	1980
SLU_23	0	0	765	4208
SLU_24	0	0	360	1980
SLU_25	0	0	360	1980
SLU_26	0	0	600	3300
SLV_01	-	-	-	-
SLV_02	-	-	-	-

progettazione ati:

SLV_03	1600	8800	1900	10450
--------	------	------	------	-------

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	-8438	-8438	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_01	-13070	-13070	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_02	-11703	-11703	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_03	-11703	-11703	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_04	-11703	-11703	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_05	-11703	-11703	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_06	-13070	-13070	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_07	-11703	-11703	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_08	-11703	-11703	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_09	-11703	-11703	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_10	-11703	-11703	40878	-29981	-	-	36283	10187
SLU_16	-6075	-6075	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_17	-10707	-10707	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_18	-9340	-9340	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_19	-9340	-9340	40878	-29981	-	-	26876	7546

progettazione ati:

SLU_20	-9340	-9340	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_21	-9340	-9340	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_22	-10707	-10707	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_23	-9340	-9340	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_24	-9340	-9340	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_25	-9340	-9340	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLU_26	-9340	-9340	40878	-29981	-	-	26876	7546
SLV_01	-5850	-	30280	-22208	8029	31647	-	-
SLV_02	-5288	-	30280	-22208	8029	31647	-	-
SLV_03	-5850	-	30280	-22208	8029	31647	57428	13793

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]	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	48378	48378	-11717	6306	36107	36107	1200	10697
SLU_01	52495	52495	-31641	-20828	50600	50600	720	10637
SLU_02	51280	51280	1370	12184	48453	48453	720	11042
SLU_03	51280	51280	1370	12184	46226	46226	720	10637

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_04	51280	51280	406	18428	46556	46556	1200	10697
SLU_05	51280	51280	1370	12184	47546	47546	720	10877
SLU_06	52495	52495	-30194	-30194	50105	50105	0	10547
SLU_07	51280	51280	2817	2817	47958	47958	0	10952
SLU_08	51280	51280	2817	2817	45731	45731	0	10547
SLU_09	51280	51280	2817	2817	45731	45731	0	10547
SLU_10	51280	51280	2817	2817	47051	47051	0	10787
SLU_16	46278	46278	-8954	9068	19140	19140	1200	8056
SLU_17	50395	50395	-28879	-18065	33633	33633	720	7996
SLU_18	49180	49180	4133	14946	31486	31486	720	8401
SLU_19	49180	49180	4133	14946	29259	29259	720	7996
SLU_20	49180	49180	3168	21191	29589	29589	1200	8056
SLU_21	49180	49180	4133	14946	30579	30579	720	8236
SLU_22	50395	50395	-27432	-27432	33138	33138	0	7906
SLU_23	49180	49180	5580	5580	30991	30991	0	8311
SLU_24	49180	49180	5580	5580	28764	28764	0	7906
SLU_25	49180	49180	5580	5580	28764	28764	0	7906
SLU_26	49180	49180	5580	5580	30084	30084	0	8146

SLV_01	35480	37080	-7092	-8694	8249	14009	0	8029
SLV_02	34870	34870	-3965	-5567	6449	12209	0	8029
SLV_03	35480	37080	2950	1150	76127	81887	1600	20284

NOTA: Sollecitazioni SLE-rara riferite al baricentro della palificata

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]
SLEr_00	35780	35780	-8376	3640	26338	26338	800	7886
SLEr_01	38830	38830	-23206	-15997	37098	37098	480	7846

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLEr_02	37930	37930	1247	8456	35508	35508	480	8146
SLEr_03	37930	37930	1247	8456	33858	33858	480	7846
SLEr_04	37930	37930	604	12619	34078	34078	800	7886
SLEr_05	37930	37930	1247	8456	34738	34738	480	8006
SLEr_06	38830	38830	-22241	-22241	36768	36768	0	7786
SLEr_07	37930	37930	2212	2212	35178	35178	0	8086
SLEr_08	37930	37930	2212	2212	33528	33528	0	7786
SLEr_09	37930	37930	2212	2212	33528	33528	0	7786
SLEr_10	37930	37930	2212	2212	34408	34408	0	7946
SLEr_16	35780	35780	-8376	3640	26338	26338	800	7886
SLEr_17	38830	38830	-23206	-15997	37098	37098	480	7846
SLEr_18	37930	37930	1247	8456	35508	35508	480	8146
SLEr_19	37930	37930	1247	8456	33858	33858	480	7846
SLEr_20	37930	37930	604	12619	34078	34078	800	7886
SLEr_21	37930	37930	1247	8456	34738	34738	480	8006
SLEr_22	38830	38830	-22241	-22241	36768	36768	0	7786
SLEr_23	37930	37930	2212	2212	35178	35178	0	8086
SLEr_24	37930	37930	2212	2212	33528	33528	0	7786
SLEr_25	37930	37930	2212	2212	33528	33528	0	7786
SLEr_26	37930	37930	2212	2212	34408	34408	0	7946

NOTA: Sollecitazioni SLE-frequente riferite al baricentro della palificata

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]
SLEf_00	35780	35780	-8376	3640	26338	26338	800	7886
SLEf_01	38830	38830	-22563	-20160	36878	36878	160	7806
SLEqp_02	37930	37930	1890	4293	35288	35288	160	8106
SLEqp_03	37930	37930	1890	4293	33638	33638	160	7806

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLEf_04	37930	37930	604	12619	34078	34078	800	7886
SLEf_05	37930	37930	1890	4293	34518	34518	160	7966
SLEf_06	38830	38830	-22241	-22241	36768	36768	0	7786
SLEf_07	37930	37930	2212	2212	35178	35178	0	8086
SLEf_08	37930	37930	2212	2212	33528	33528	0	7786
SLEf_09	37930	37930	2212	2212	33528	33528	0	7786
SLEf_10	37930	37930	2212	2212	34408	34408	0	7946
SLEf_16	35780	35780	-8376	3640	25458	25458	800	7726
SLEf_17	38830	38830	-22563	-20160	35998	35998	160	7646
SLEf_18	37930	37930	1890	4293	34408	34408	160	7946
SLEf_19	37930	37930	1890	4293	32758	32758	160	7646
SLEf_20	37930	37930	604	12619	33198	33198	800	7726
SLEf_21	37930	37930	1890	4293	34518	34518	160	7966
SLEf_22	38830	38830	-22241	-22241	35888	35888	0	7626
SLEf_23	37930	37930	2212	2212	34298	34298	0	7926
SLEf_24	37930	37930	2212	2212	32648	32648	0	7626
SLEf_25	37930	37930	2212	2212	32648	32648	0	7626
SLEf_26	37930	37930	2212	2212	34408	34408	0	7946

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

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	35780	35780	-8376	3640	25018	25018	800	7646
SLEqp_01	38830	38830	-22241	-22241	35448	35448	0	7546
SLEqp_02	37930	37930	2212	2212	33858	33858	0	7846
SLEqp_03	37930	37930	2212	2212	32208	32208	0	7546
SLEqp_04	37930	37930	604	12619	32758	32758	800	7646
SLEqp_05	37930	37930	2212	2212	34408	34408	0	7946

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLEqp_06	38830	38830	-22241	-22241	35448	35448	0	7546
SLEqp_07	37930	37930	2212	2212	33858	33858	0	7846
SLEqp_08	37930	37930	2212	2212	32208	32208	0	7546
SLEqp_09	37930	37930	2212	2212	32208	32208	0	7546
SLEqp_10	37930	37930	2212	2212	34408	34408	0	7946
SLEqp_16	35780	35780	-8376	3640	25018	25018	800	7646
SLEqp_17	38830	38830	-22241	-22241	35448	35448	0	7546
SLEqp_18	37930	37930	2212	2212	33858	33858	0	7846
SLEqp_19	37930	37930	2212	2212	32208	32208	0	7546
SLEqp_20	37930	37930	604	12619	32758	32758	800	7646
SLEqp_21	37930	37930	2212	2212	34408	34408	0	7946
SLEqp_22	38830	38830	-22241	-22241	35448	35448	0	7546
SLEqp_23	37930	37930	2212	2212	33858	33858	0	7846
SLEqp_24	37930	37930	2212	2212	32208	32208	0	7546
SLEqp_25	37930	37930	2212	2212	32208	32208	0	7546
SLEqp_26	37930	37930	2212	2212	34408	34408	0	7946

progettazione ati:

9.1.8 Massime sollecitazioni sulla palificata (spalla n. B)

Si riportano di seguito le sollecitazioni, riferite al baricentro della palificata, che maggiormente cementano 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 ^(*)	52495	52495	-30194	-30194	50105	50105	0	10547
SLU ^(**)	51280	51280	1370	12184	48453	48453	720	11042
SLV (N _{min})	35480	-	2950	1150	76127	81887	1600	20284
SLV (N _{max})	-	37080	2950	1150	76127	81887	1600	20284
SLE-rara	38830	38830	-22241	-22241	36768	36768	0	7786
SLE-frequente	38830	38830	-22241	-22241	36768	36768	0	7786
SLE-quasi permanente	38830	38830	-22241	-22241	35448	35448	0	7546

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

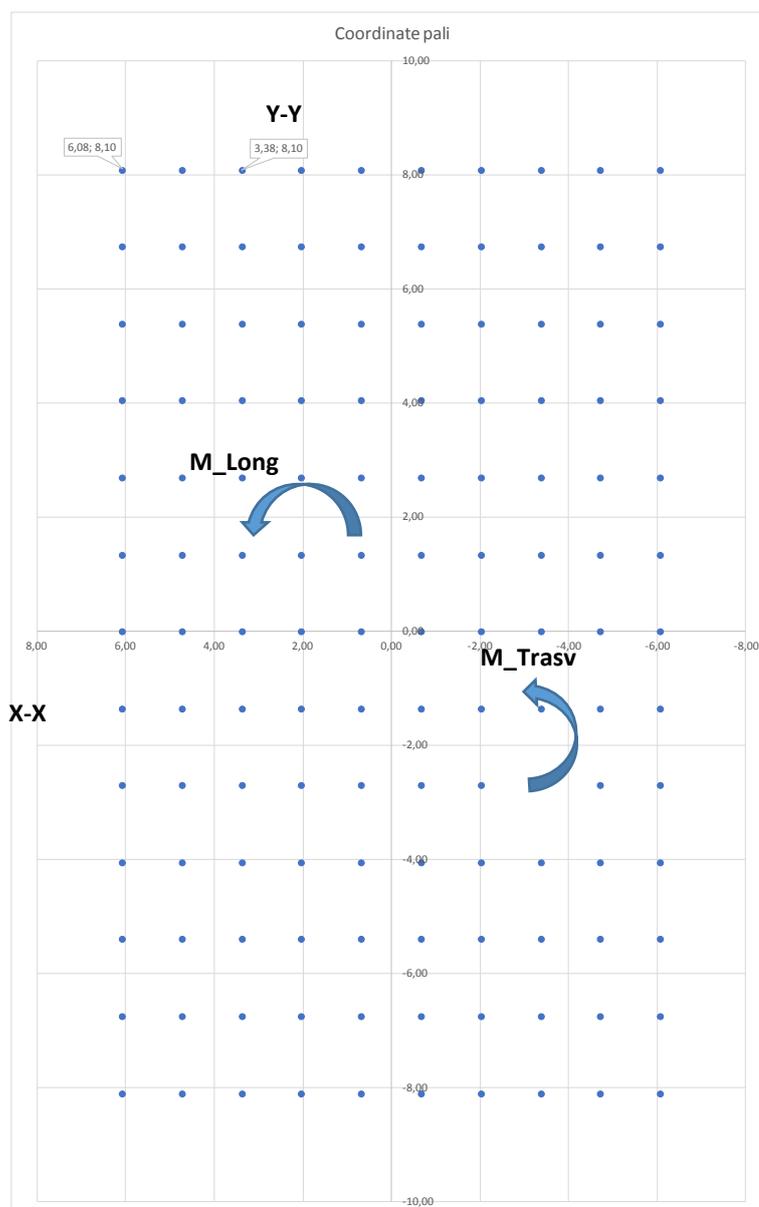
(**) Combinazione di carico che dà il massimo valore di azione di taglio SLU longitudinale (H) sul palo della palificata.

progettazione ati:

9.2 Dettagli palificata

9.2.1 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:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

PALO	X_i [m]	Y_i [m]	X_i^2	Y_i^2	X_i/L_x	Y_i/L_y							
1	6,08	8,10	36,91	65,61	0,0031	0,0024	31	6,08	4,05	36,91	16,40	0,0031	0,0012
2	4,73	8,10	22,33	65,61	0,0024	0,0024	32	4,73	4,05	22,33	16,40	0,0024	0,0012
3	3,38	8,10	11,39	65,61	0,0017	0,0024	33	3,38	4,05	11,39	16,40	0,0017	0,0012
4	2,03	8,10	4,10	65,61	0,0010	0,0024	34	2,03	4,05	4,10	16,40	0,0010	0,0012
5	0,68	8,10	0,46	65,61	0,0003	0,0024	35	0,68	4,05	0,46	16,40	0,0003	0,0012
6	-0,68	8,10	0,46	65,61	-0,0003	0,0024	36	-0,68	4,05	0,46	16,40	-0,0003	0,0012
7	-2,03	8,10	4,10	65,61	-0,0010	0,0024	37	-2,03	4,05	4,10	16,40	-0,0010	0,0012
8	-3,38	8,10	11,39	65,61	-0,0017	0,0024	38	-3,38	4,05	11,39	16,40	-0,0017	0,0012
9	-4,73	8,10	22,33	65,61	-0,0024	0,0024	39	-4,73	4,05	22,33	16,40	-0,0024	0,0012
10	-6,08	8,10	36,91	65,61	-0,0031	0,0024	40	-6,08	4,05	36,91	16,40	-0,0031	0,0012
11	6,08	6,75	36,91	45,56	0,0031	0,0020	41	6,08	2,70	36,91	7,29	0,0031	0,0008
12	4,73	6,75	22,33	45,56	0,0024	0,0020	42	4,73	2,70	22,33	7,29	0,0024	0,0008
13	3,38	6,75	11,39	45,56	0,0017	0,0020	43	3,38	2,70	11,39	7,29	0,0017	0,0008
14	2,03	6,75	4,10	45,56	0,0010	0,0020	44	2,03	2,70	4,10	7,29	0,0010	0,0008
15	0,68	6,75	0,46	45,56	0,0003	0,0020	45	0,68	2,70	0,46	7,29	0,0003	0,0008
16	-0,68	6,75	0,46	45,56	-0,0003	0,0020	46	-0,68	2,70	0,46	7,29	-0,0003	0,0008
17	-2,03	6,75	4,10	45,56	-0,0010	0,0020	47	-2,03	2,70	4,10	7,29	-0,0010	0,0008
18	-3,38	6,75	11,39	45,56	-0,0017	0,0020	48	-3,38	2,70	11,39	7,29	-0,0017	0,0008
19	-4,73	6,75	22,33	45,56	-0,0024	0,0020	49	-4,73	2,70	22,33	7,29	-0,0024	0,0008
20	-6,08	6,75	36,91	45,56	-0,0031	0,0020	50	-6,08	2,70	36,91	7,29	-0,0031	0,0008
21	6,08	5,40	36,91	29,16	0,0031	0,0016	51	6,08	1,35	36,91	1,82	0,0031	0,0004
22	4,73	5,40	22,33	29,16	0,0024	0,0016	52	4,73	1,35	22,33	1,82	0,0024	0,0004
23	3,38	5,40	11,39	29,16	0,0017	0,0016	53	3,38	1,35	11,39	1,82	0,0017	0,0004
24	2,03	5,40	4,10	29,16	0,0010	0,0016	54	2,03	1,35	4,10	1,82	0,0010	0,0004
25	0,68	5,40	0,46	29,16	0,0003	0,0016	55	0,68	1,35	0,46	1,82	0,0003	0,0004
26	-0,68	5,40	0,46	29,16	-0,0003	0,0016	56	-0,68	1,35	0,46	1,82	-0,0003	0,0004
27	-2,03	5,40	4,10	29,16	-0,0010	0,0016	57	-2,03	1,35	4,10	1,82	-0,0010	0,0004
28	-3,38	5,40	11,39	29,16	-0,0017	0,0016	58	-3,38	1,35	11,39	1,82	-0,0017	0,0004
29	-4,73	5,40	22,33	29,16	-0,0024	0,0016	59	-4,73	1,35	22,33	1,82	-0,0024	0,0004
30	-6,08	5,40	36,91	29,16	-0,0031	0,0016	60	-6,08	1,35	36,91	1,82	-0,0031	0,0004
							61	6,08	-4,05	36,91	16,40	0,0031	-0,0012
							62	4,73	-4,05	22,33	16,40	0,0024	-0,0012
							63	3,38	-4,05	11,39	16,40	0,0017	-0,0012
							64	2,03	-4,05	4,10	16,40	0,0010	-0,0012
							65	0,68	-4,05	0,46	16,40	0,0003	-0,0012
							66	-0,68	-4,05	0,46	16,40	-0,0003	-0,0012
							67	-2,03	-4,05	4,10	16,40	-0,0010	-0,0012
							68	-3,38	-4,05	11,39	16,40	-0,0017	-0,0012
							69	-4,73	-4,05	22,33	16,40	-0,0024	-0,0012
							70	-6,08	-4,05	36,91	16,40	-0,0031	-0,0012
							71	6,08	-5,40	36,91	29,16	0,0031	-0,0016
							72	4,73	-5,40	22,33	29,16	0,0024	-0,0016
							73	3,38	-5,40	11,39	29,16	0,0017	-0,0016
							74	2,03	-5,40	4,10	29,16	0,0010	-0,0016
							75	0,68	-5,40	0,46	29,16	0,0003	-0,0016
							76	-0,68	-5,40	0,46	29,16	-0,0003	-0,0016
							77	-2,03	-5,40	4,10	29,16	-0,0010	-0,0016
							78	-3,38	-5,40	11,39	29,16	-0,0017	-0,0016
							79	-4,73	-5,40	22,33	29,16	-0,0024	-0,0016
							80	-6,08	-5,40	36,91	29,16	-0,0031	-0,0016
							81	6,08	-6,75	36,91	45,56	0,0031	-0,0020
							82	4,73	-6,75	22,33	45,56	0,0024	-0,0020
							83	3,38	-6,75	11,39	45,56	0,0017	-0,0020
							84	2,03	-6,75	4,10	45,56	0,0010	-0,0020
							85	0,68	-6,75	0,46	45,56	0,0003	-0,0020
							86	-0,68	-6,75	0,46	45,56	-0,0003	-0,0020
							87	-2,03	-6,75	4,10	45,56	-0,0010	-0,0020
							88	-3,38	-6,75	11,39	45,56	-0,0017	-0,0020
							89	-4,73	-6,75	22,33	45,56	-0,0024	-0,0020
							90	-6,08	-6,75	36,91	45,56	-0,0031	-0,0020
							91	6,08	-8,10	36,91	65,61	0,0031	-0,0024
							92	4,73	-8,10	22,33	65,61	0,0024	-0,0024
							93	3,38	-8,10	11,39	65,61	0,0017	-0,0024
							94	2,03	-8,10	4,10	65,61	0,0010	-0,0024
							95	0,68	-8,10	0,46	65,61	0,0003	-0,0024
							96	-0,68	-8,10	0,46	65,61	-0,0003	-0,0024
							97	-2,03	-8,10	4,10	65,61	-0,0010	-0,0024
							98	-3,38	-8,10	11,39	65,61	-0,0017	-0,0024
							99	-4,73	-8,10	22,33	65,61	-0,0024	-0,0024
							100	-6,08	-8,10	36,91	65,61	-0,0031	-0,0024
							101	6,08	-10,40	36,91	108,16	0,0031	-0,0036
							102	4,73	-10,40	22,33	108,16	0,0024	-0,0036
							103	3,38	-10,40	11,39	108,16	0,0017	-0,0036
							104	2,03	-10,40	4,10	108,16	0,0010	-0,0036
							105	0,68	-10,40	0,46	108,16	0,0003	-0,0036
							106	-0,68	-10,40	0,46	108,16	-0,0003	-0,0036
							107	-2,03	-10,40	4,10	108,16	-0,0010	-0,0036
							108	-3,38	-10,40	11,39	108,16	-0,0017	-0,0036
							109	-4,73	-10,40	22,33	108,16	-0,0024	-0,0036
							110	-6,08	-10,40	36,91	108,16	-0,0031	-0,0036
							111	6,08	-11,75	36,91	132,25	0,0031	-0,0044
							112	4,73	-11,75	22,33	132,25	0,0024	-0,0044
							113	3,38	-11,75	11,39	132,25	0,0017	-0,0044
							114	2,03	-11,75	4,10	132,25	0,0010	-0,0044
							115	0,68	-11,75	0,46	132,25	0,0003	-0,0044
							116	-0,68	-11,75	0,46	132,25	-0,0003	-0,0044
							117	-2,03	-11,75	4,10	132,25	-0,0010	-0,0044
							118	-3,38	-11,75	11,39	132,25	-0,0017	-0,0044
							119	-4,73	-11,75	22,33	132,25	-0,0024	-0,0044
							120	-6,08	-11,75	36,91	132,25	-0,0031	-0,0044
							121	6,08	-13,10	36,91	171,61	0,0031	-0,0052
							122	4,73	-13,10	22,33	171,61	0,0024	-0,0052
							123	3,38	-13,10	11,39	171,61	0,0017	-0,0052
							124	2,03	-13,10	4,10	171,61	0,0010	-0,0052
							125	0,68	-13,10	0,46	171,61	0,0003	-0,0052
							126	-0,68	-13,10	0,46	171,61	-0,0003	-0,0052
							127	-2,03	-13,10	4,10	171,61	-0,0010	-0,0052
							128	-3,38	-13,10	11,39	171,61	-0,0017	-0,0052
							129	-4,73	-13,10	22,33	171,61	-0,0024	-0,0052
							130	-6,08	-13,10	36,91	171,61	-0,0031	-0,0052

progettazione ati:

9.2.2 Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato

Palificata con numero di pali pari a:	$N_{\text{pali}} = 130$
Interasse palificata (dir. y-y):	$i_y = 1.35$ m (trasversalmente ad asse tracciato)
Interasse palificata (dir. x-x):	$i_x = 1.35$ m (parallelamente ad asse tracciato)

SLV – N_{max} e M_{max}

Combinazione di riferimento	SLV_03
Massimo carico assiale su palo (SLV)	$P_{i,\text{max}} = 546,9$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLV):	$P_{i,\text{min}} = 23,5$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLV):	$V_{i,\text{max}} = 156,5$ kN

SLV – N_{min} e M_{max}

Combinazione di riferimento	SLV_03
Massimo carico assiale su palo (SLV)	$P_{i,\text{max}} = 534,6$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLV):	$P_{i,\text{min}} = 11,2$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLV):	$V_{i,\text{max}} = 156,5$ kN

SLU

Combinazione di riferimento	SLU_06
Massimo carico assiale su palo (SLU)	$P_{i,\text{max}} = 633,3$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLU):	$P_{i,\text{min}} = 174,4$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLU):	$V_{i,\text{max}} = 81,1$ kN

SLE-rara

Combinazione di riferimento	SLEr_06
Massimo carico assiale (SLE-rara)	$P_{i,\text{rara,max}} = 467,3$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLE-rara)	$P_{i,\text{rara,min}} = 130,1$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLE-rara)	$V_{i,\text{rara,max}} = 59,9$ kN

SLE-frequente

Combinazione di riferimento	SLEf_06
Massimo carico assiale (SLE-freq)	$P_{i,\text{freq,max}} = 467,3$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,\text{freq,min}} = 130,1$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLE-freq)	$V_{i,\text{freq,max}} = 59,9$ kN

progettazione ati:

SLE-quasi permanente

Combinazione di riferimento

SLEqp_01

Massimo carico assiale (SLE-qperm)

$P_{i,qperm,max} = 463,2$ kN

Minimo carico assiale su palo (SLE-qperm)

$P_{i,qperm,min} = 134,2$ kN (compressione)

Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLE-qperm)

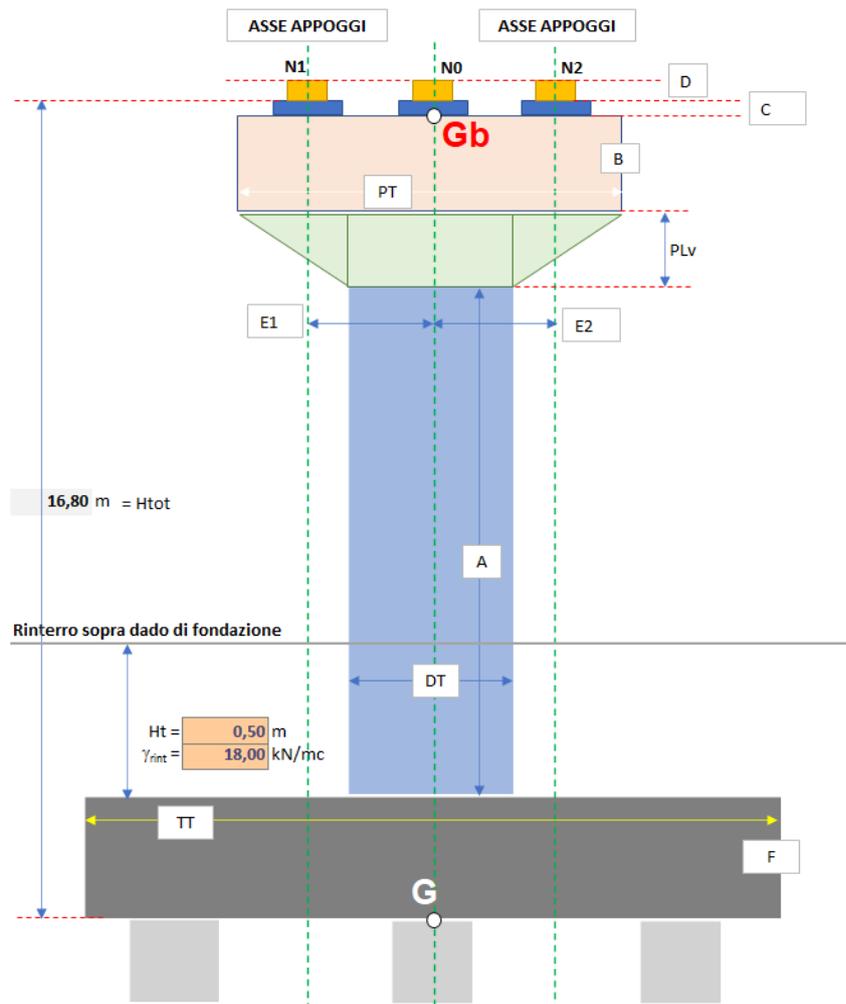
$V_{i,qperm,max} = 58,0$ kN

progettazione ati:

10 GEOMETRIE ELEMENTI STRUTTURALI: PILA

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.

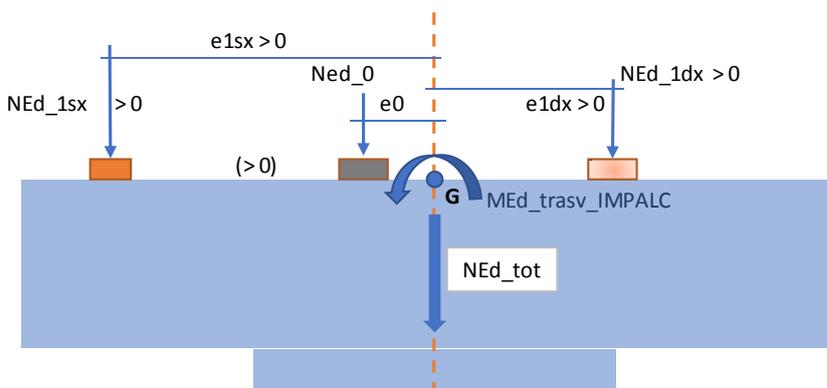


(sezione verticale, trasversale asse appoggi)

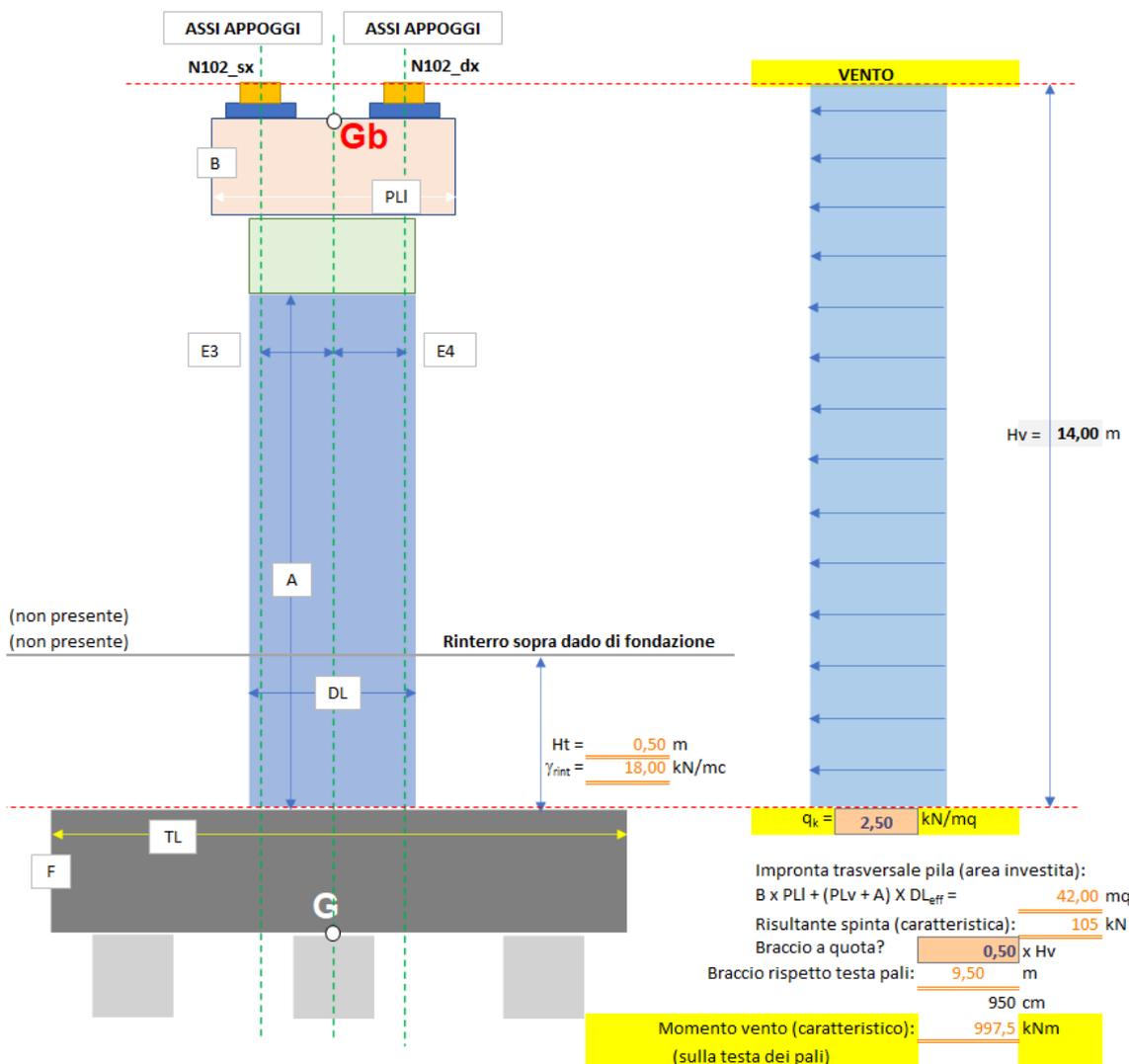
10.1.1 Geometria appoggi

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:	$e1sx = 400 \text{ cm}$
Distanza appoggio "0" (baricentro appoggi lat.):	$e0 = 0 \text{ cm}$ (coincidente con baricentro coppia appoggi)
Distanza appoggio "1 dx" da baricentro pilvino:	$e1dx = 400 \text{ cm}$

progettazione ati:



(Sezione schema qualitativo disposizione appoggi rispetto baricentro pulvino).



(sezione verticale longitudinale, parallela ad asse tracciato)

progettazione ati:

10.1.2 *Dimensioni geometriche pila*

Altezza soletta fondazione:	$F = 250$ cm
Altezza canna (fusto pila):	$A = 920$ cm
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:	$D_{Leff} = 300$ 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

progettazione ati:

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)

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

progettazione ati:

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	29363	29363	-30390 / 21210	1200	0	0	0
SLU_01	37800	37800	-52200 / -21240	720	0	0	0
SLU_02	35033	35033	15030 / 45990	720	405	0	0
SLU_03	35033	35033	15030 / 45990	720	0	0	0
SLU_04	35033	35033	4710 / 56310	1200	0	0	0
SLU_05	35033	35033	15030 / 45990	720	0	0	0
SLU_06	37800	37800	-36720 / -36720	0	0	0	0
SLU_07	35033	35033	30510 / 30510	0	405	0	0

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_08	35033	35033	30510 / 30510	0	0	0	0
SLU_09	35033	35033	30510 / 30510	0	0	0	0
SLU_10	35033	35033	30510 / 30510	0	0	0	0
SLU_16	22030	22030	-29200 / 22400	1200	0	0	0
SLU_17	30468	30468	-51010 / -20050	720	0	0	0
SLU_18	27700	27700	16220 / 47180	720	405	0	0
SLU_19	27700	27700	16220 / 47180	720	0	0	0
SLU_20	27700	27700	5900 / 57500	1200	0	0	0
SLU_21	27700	27700	16220 / 47180	720	0	0	0
SLU_22	30468	30468	-35530 / -35530	0	0	0	0
SLU_23	27700	27700	31700 / 31700	0	405	0	0
SLU_24	27700	27700	31700 / 31700	0	0	0	0
SLU_25	27700	27700	31700 / 31700	0	0	0	0
SLU_26	27700	27700	31700 / 31700	0	0	0	0

SLV_01	18800	23100	-4000 / -2800	-	-	0	0
SLV_02	18800	23100	-4000 / -2800	-	-	0	0
SLV_03	-	-	-	540	1700	-	-

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

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

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

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

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

Comb.	H_{trasv_IMPALC} [kN]	M_{trasv_IMPALC} [kNm]	H_{long_IMPALC} [kN]	M_{long_IMPALC} [kNm]
SLU_00	1200	20160	0	0
SLU_01	720	12096	0	0
SLU_02	720	12096	405	6804
SLU_03	720	12096	0	0
SLU_04	1200	20160	0	0
SLU_05	720	12096	0	0
SLU_06	0	0	0	0
SLU_07	0	0	405	6804
SLU_08	0	0	0	0
SLU_09	0	0	0	0
SLU_10	0	0	0	0
SLU_16	1200	20160	0	0
SLU_17	720	12096	0	0
SLU_18	720	12096	405	6804
SLU_19	720	12096	0	0
SLU_20	1200	20160	0	0
SLU_21	720	12096	0	0
SLU_22	0	0	0	0
SLU_23	0	0	405	6804
SLU_24	0	0	0	0
SLU_25	0	0	0	0
SLU_26	0	0	0	0
SLV_01	-	-	-	0
SLV_02	-	-	-	0
SLV_03		9072	1700	28560

progettazione ati:

SLV_01b	-	-	-	-
SLV_02b	-	-	-	-
SLV_03b		9072	1700	28560

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
$N_{Ed_pila} + N_{sol}$	valore di progetto carichi verticali pila + platea (su palificata)
$M_{Ed_pila} (TRASV); M_{Ed_pila} (LONG)$	Momenti ribaltanti sismici (comb. SLV)
$H_{Ed_trasv_pila_sisma}; H_{Ed_long_pila_sisma}$	Inerzie orizzontali elementi strutturali pila
$M_{Ed_pila} (TRASV)_sisma$	Momenti ribaltanti inerzie elementi strutturali pila
H_{TRASV_vento}	Tagli allo spiccato per effetti dei venti (su fusto pila e pulvino)
M_{TRASV_vento}	Momenti allo spiccato 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)
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	-	-	-	-

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

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
$M_{Ed_trasm_tot}$	momento con asse d'inflessione parallelo all'asse tracciato
M_{long_tot}	momento longitudinale con asse d'inflessione perpend. asse tracciato
H_{trasm_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)

progettazione ati:

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	51691	51691	-8734	42866	0	0	1358	0
SLU_01	60128	60128	-38608	-8246	0	0	815	0
SLU_02	57361	57361	27126	58086	6804	6804	720	405
SLU_03	57361	57361	27126	58086	0	0	720	0
SLU_04	57361	57361	24870	76470	0	0	1200	0
SLU_05	57361	57361	27126	58086	0	0	720	0
SLU_06	60128	60128	-36720	-36720	0	0	0	0
SLU_07	57361	57361	30510	30510	6804	6804	0	405
SLU_08	57361	57361	30510	30510	0	0	0	0
SLU_09	57361	57361	30510	30510	0	0	0	0
SLU_10	57361	57361	30510	30510	0	0	0	0
SLU_16	44358	44358	-7693	43907	0	0	1342	0
SLU_17	52796	52796	-38016	-7056	0	0	815	0
SLU_18	50028	50028	29214	60174	6804	6804	815	405
SLU_19	50028	50028	29214	60174	0	0	815	0
SLU_20	50028	50028	27556	79156	0	0	1358	0
SLU_21	50028	50028	29214	60174	0	0	815	0
SLU_22	52796	52796	-35530	-35530	0	0	0	0
SLU_23	50028	50028	31700	31700	6804	6804	0	405
SLU_24	50028	50028	31700	31700	0	0	0	0
SLU_25	50028	50028	31700	31700	0	0	0	0
SLU_26	50028	50028	31700	31700	0	0	0	0
SLV_01	35339	39639	20840	22040	0	0	5280	0

progettazione ati:

SLV_02	35339	39639	20840	22040	0	0	5280	0
SLV_03	35339	39639	33912	33912	28560	28560	5820	1700
SLV_01b	35339	39639	-4000	-2800	24840	24840	0	5280
SLV_02b	35339	39639	-4000	-2800	24840	24840	0	5280
SLV_03b	35339	39639	9072	9072	53400	53400	540	6980

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 _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEr_00	38389	38389	-6163	28238	0	0	905	0
SLEr_01	44639	44639	-28459	-8218	0	0	543	0
SLEr_02	42589	42589	20344	40984	5040	5040	480	300
SLEr_03	42589	42589	20344	40984	0	0	480	0
SLEr_04	42589	42589	18840	53240	0	0	800	0
SLEr_05	42589	42589	20344	40984	0	0	480	0
SLEr_06	44639	44639	-27200	-27200	0	0	0	0
SLEr_07	42589	42589	22600	22600	5040	5040	0	300
SLEr_08	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEr_09	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEr_10	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEr_16	38389	38389	-6562	27839	0	0	863	0
SLEr_17	44639	44639	-28858	-8218	0	0	543	0
SLEr_18	42589	42589	20943	41583	5040	5040	543	300
SLEr_19	42589	42589	20943	41583	0	0	543	0
SLEr_20	42589	42589	19838	54238	0	0	905	0
SLEr_21	42589	42589	20943	41583	0	0	543	0
SLEr_22	44639	44639	-27200	-27200	0	0	0	0
SLEr_23	42589	42589	22600	22600	5040	5040	0	300

progettazione ati:

SLEr_24	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEr_25	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEr_26	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0

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 _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEf_00	38389	38389	-6163	28238	0	0	905	0
SLEf_01	44639	44639	-26955	-20873	0	0	181	0
SLEf_02	42589	42589	21848	28728	5040	5040	160	300
SLEf_03	42589	42589	21848	28728	0	0	160	0
SLEf_04	42589	42589	18840	53240	0	0	800	0
SLEf_05	42589	42589	21848	28728	0	0	160	0
SLEf_06	44639	44639	-27200	-27200	0	0	0	0
SLEf_07	42589	42589	22600	22600	5040	5040	0	300
SLEf_08	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEf_09	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEf_10	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEf_16	38389	38389	-6961	27440	0	0	821	0
SLEf_17	44639	44639	-27753	-20873	0	0	181	0
SLEf_18	42589	42589	22048	28928	5040	5040	181	300
SLEf_19	42589	42589	22048	28928	0	0	181	0
SLEf_20	42589	42589	19838	54238	0	0	905	0
SLEf_21	42589	42589	22048	28928	0	0	181	0
SLEf_22	44639	44639	-27200	-27200	0	0	0	0
SLEf_23	42589	42589	22600	22600	5040	5040	0	300
SLEf_24	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEf_25	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEf_26	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0

progettazione ati:

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	38389	38389	-6163	28238	0	0	905	0
SLEqp_01	44639	44639	-26203	-27200	0	0	0	0
SLEqp_02	42589	42589	22600	22600	5040	5040	0	300
SLEqp_03	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEqp_04	42589	42589	18840	53240	0	0	800	0
SLEqp_05	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEqp_06	44639	44639	-27200	-27200	0	0	0	0
SLEqp_07	42589	42589	22600	22600	5040	5040	0	300
SLEqp_08	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEqp_09	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEqp_10	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEqp_16	38389	38389	-7160	27240	0	0	800	0
SLEqp_17	44639	44639	-27200	-27200	0	0	0	0
SLEqp_18	42589	42589	22600	22600	5040	5040	0	300
SLEqp_19	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEqp_20	42589	42589	19838	54238	0	0	905	0
SLEqp_21	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEqp_22	44639	44639	-27200	-27200	0	0	0	0
SLEqp_23	42589	42589	22600	22600	5040	5040	0	300
SLEqp_24	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEqp_25	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0
SLEqp_26	42589	42589	22600	22600	0	0	0	0

progettazione ati:

10.1.7 *Massime sollecitazioni sulla palificata (pila)*

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 ^(*)	57361	57361	24870	76470	0	0	1200	0
SLU ^(**)	57361	57361	27126	58086	6804	6804	720	405
SLV (N _{max})	-	39639	9072	9072	53400	53400	540	6980
SLV (N _{min})	35339	-	9072	9072	53400	53400	540	6980
SLE-rara	42589	42589	19838	54238	0	0	905	0
SLE-frequente	42589	42589	19838	54238	0	0	905	0
SLE-quasi permanente	42589	42589	19838	54238	0	0	905	0

(*) 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.

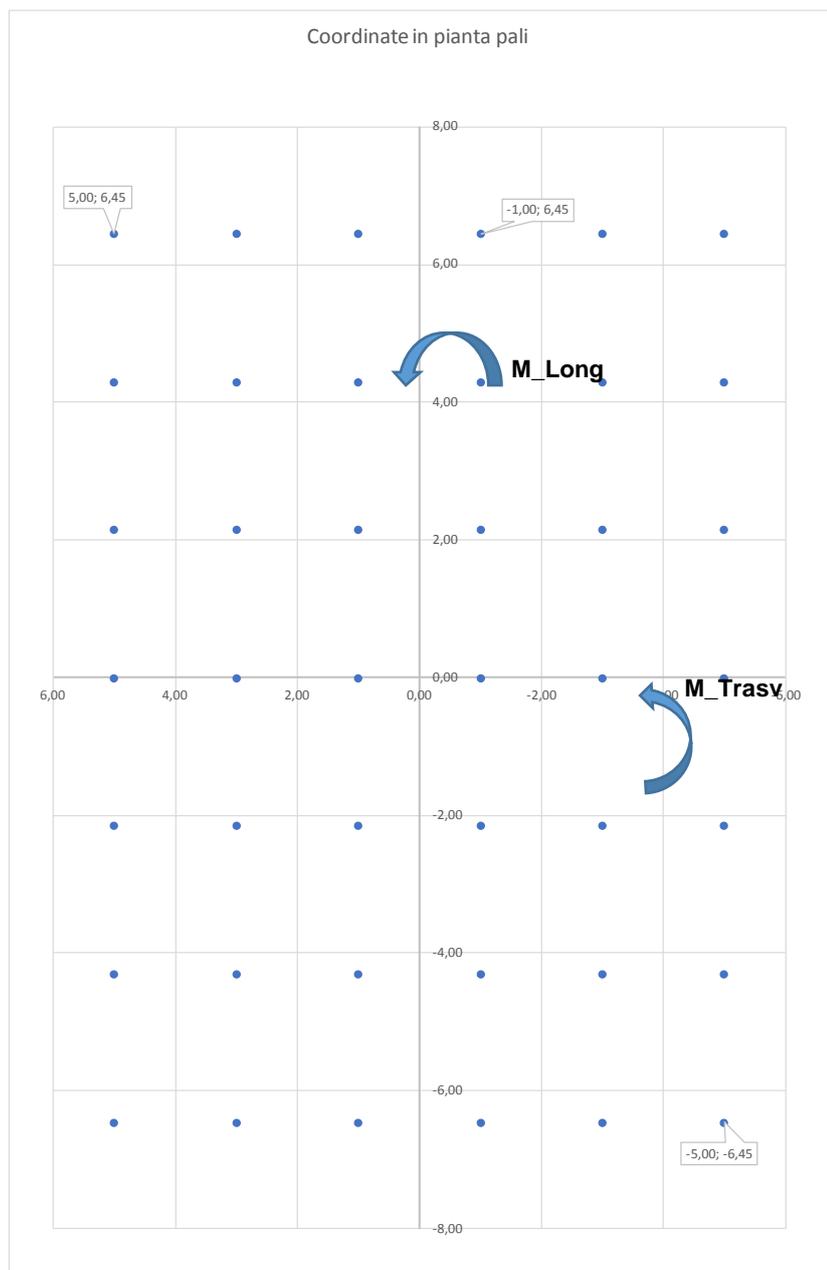
progettazione ati:

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.

La palificata consta di: 42 pali con passo 2,00 m // all'asse tracciato e passo 2,15 m trasversalmente all'asse tracciato.



NOTA: Asse tracciato // asse orizzontale X-X

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

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

progettazione ati:

10.2.2 *Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato*

Palificata con numero di pali pari a:	$N_{\text{pali}} = 42$
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)	$P_{i,\text{max}} = 1564,0$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLV):	$P_{i,\text{min}} = 323,6$ kN (compressione)
Taglio massimo su palo (SLV):	$V_{i,\text{max}} = 166,7$ kN

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

Combinazione di riferimento	SLV_03b
Massimo carico assiale su palo (SLV)	$P_{i,\text{max}} = 1461,7$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLV):	$P_{i,\text{min}} = 221,2$ kN (compressione)
Taglio massimo su palo (SLV):	$V_{i,\text{max}} = 166,7$ kN

SLU

Combinazione di riferimento	SLU_04
Massimo carico assiale su palo (SLU)	$P_{i,\text{max}} = 2000,9$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLU):	$P_{i,\text{min}} = 730,6$ kN (compressione)
Taglio su palo (SLU):	$V_{i,\text{max}} = 28,6$ kN

SLE-rara

Combinazione di riferimento	SLEr_20
Massimo carico assiale (SLE-rara)	$P_{i,\text{rara,max}} = 1464,5$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLE-rara)	$P_{i,\text{rara,min}} = 563,6$ kN (compressione)
Taglio massimo su palo (SLE-rara)	$V_{i,\text{rara,max}} = 21,5$ kN

SLE-frequente

Combinazione di riferimento	SLEf_20
Massimo carico assiale (SLE-freq)	$P_{i,\text{freq,max}} = 1464,5$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,\text{freq,min}} = 563,6$ kN (compressione)
Taglio massimo su palo (SLE-freq)	$V_{i,\text{freq,max}} = 21,5$ kN

progettazione ati:

SLE-quasi permanente

Combinazione di riferimento

SLEqp_20

Massimo carico assiale (SLE-qperm)

$P_{i,qperm,max} = 1464,5$ kN

Minimo carico assiale su palo (SLE-qperm)

$P_{i,qperm,min} = 563,6$ kN (compressione)

Taglio massimo su palo (SLE-qperm)

$V_{i,qperm,max} = 21,5$ kN

progettazione ati:

11 VERIFICHE STRUTTURALI SPALLE A, 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.

Verranno considerate per entrambe le spalle medesime tipologie di armatura in funzione delle massime sollecitazioni misurate per le due spalle, qualora possibile.

11.2 Verifica armatura mediopalo maggiormente cementato (spalla A)

Numero complessivo di pali	N = 130
Tipologia pali	mediopali $\phi 450$
Coefficiente unitario momento-taglio testa pali	$r_t = 1.24$ (da analisi geotecnica, vedere relazione di riferimento)
Lunghezza del palo con deformata per taglio	$L_p = 8$ m (da relazione geotecnica)

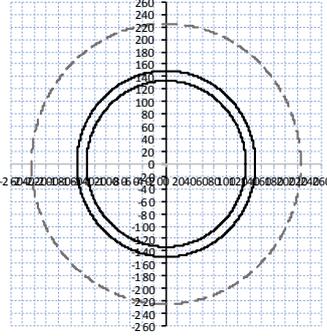
Verifica - SVL_03, con N_{max}

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				
Y_{M0}	1.05	-	Coefficiente parziale di sicurezza				
f_{yd}	338.10	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto				
Caratteristiche Sezione							
Tubo: $\phi 298,5 \times 16,0$							
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
586.7	194.20	156.6	245.31	22.06	248.27	0.73	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta

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

progettazione ati:

Verifica – SLU

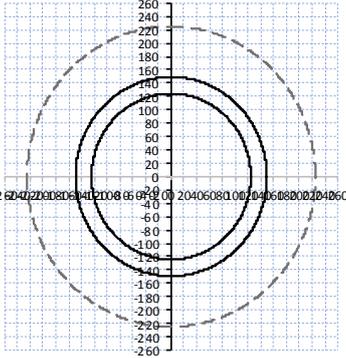
VERIFICA MICROPALO							
Materiale							
Acciaio	S355		Tipo di acciaio				
f_{yk}	355	N/mm ²	Tensione di snervamento				
f_{tk}	510	N/mm ²	Tensione di rottura				
γ_{M0}	1.05	-	Coefficiente parziale di sicurezza				
f_{yd}	338.10	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto				
Caratteristiche Sezione							
Tubo: $\phi 298,5 \times 16,0$							
			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
663.6	101.70	82	153.56	11.55	154.86	0.46	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta

1.24 valore parametro $r_t = M_{Ed} / V_{Ed}$

progettazione ati:

11.3 Verifica armatura mediopalo maggiormente cementato (spalla B)

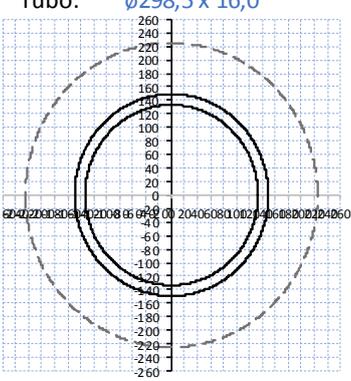
Verifica – SVL_03, con N_{max}

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 scurezza				
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
546.9	334.90	156.6	272.23	14.57	273.40	0.81	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta

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

progettazione ati:

Verifica micropalo – SLU

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 scurezza				
f_{yd}	338.10	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto				
Caratteristiche Sezione							
Tubo: $\phi 298,5 \times 16,0$							
				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
663.6	173.60	81	229.09	11.41	229.94	0.68	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta

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

progettazione ati:

11.4 Verifiche elemento paraghiaia (spalle A e B)

11.4.1 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 triangolare con risultante orizzontale $\sigma_{0,t} = \gamma \lambda_a h$, con $\lambda_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$. Per costruzioni stradali si assume $\varphi = 35^\circ$.

NOTA: poiché la parte centrale (in senso longitudinale) della parete paraghiaia è deformabile orizzontalmente sotto carico, si è utilizzata la spinta attiva (anziché la spinta "a riposo") ma, nelle verifiche delle armature e del cls compresso e fessurato, si è ("recuperata" tale approssimazione) trascurando il contributo di precompressione dovuto all'azione assiale agente sul paraghiaia. In questo modo, si sono semplificati i calcoli di verifica, mantenendo ugualmente un sufficiente grado di sicurezza.

NOTA: si considera un unico calcolo, impostato sulla spalla maggiormente cimentata: le armature da calcolo/minimo norma verranno disposte su entrambe gli elementi paraghiaia delle due spalle.

11.4.2 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:	$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
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):	$Q_k = 20.0 \text{ kN/m}^2$
Altezza paraghiaia:	$h = 4.50 \text{ m}$
Spessore muro paraghiaia:	$s = 50 \text{ cm}$
Pressione del sovraccarico sul terrapieno:	$\sigma_{0,p} = \lambda_a \times Q_k = 5.42 \text{ kN/m}^2$
Risultante sovraccarico sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 24.39 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale)
Momento del sovraccarico (per metro lineare):	$M_{p,k} = R_{kp} \times h/2 = 54.88 \text{ kNm/m}$ (valore caratteristico)
Pressione terreni allo spiccato del paraghiaia:	$\sigma_{0,t} = \gamma \times \lambda_a \times h = 21.95 \text{ kN/m}^2$
Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 49.39 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale)
Momento dei terreni (per metro lineare):	$M_{t,k} = R_{kt} \times h/3 = 74.08 \text{ kNm/m}$ (valore caratteristico)

Combinazione SLU - terreni - spiccato paraghiaia

Taglio (dovuto alle spinte dei terreni):	$V_{Ed,t} = 1.3 \times R_{kt} + 1.5 \times R_{kp} = 100.79 \text{ kN/m}$
Momento flettente (dovuto alla spinta dei terreni):	$M_{Ed,t} = 1.3 \times M_{t,k} + 1.5 \times M_{p,k} = 178.62 \text{ kNm/m}$

progettazione ati:

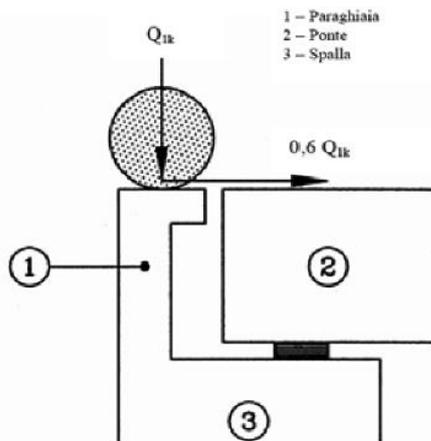


Figura C5.1.1 - Carichi da traffico su muri paraghiaia

NOTA: nella determinazione dei momenti flettenti di verifica, il muro paraghiaia viene considerato come una mensola incastrata allo spiccatto 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.

11.4.3 Combinazioni di carico

11.4.3.1 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:	$b = 2 \times h \times \tan(45^\circ) + i_{\text{tandem}} = 11.00 \text{ m}$
Peso proprio muro paraghiaia (per metro lineare):	$p_k = s \times h \times (25.00 \text{ kN/m}^3) = 56.25 \text{ kN/m}$
Valore di progetto SLU (peso muro per metro lin.):	$p_d = 1.3 \times p_k = 73.13 \text{ kN/m}$
Carico tandem (singolo asse, NTC2018):	$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$
da cui i carichi (caratteristici) pari a:	$Q_{\text{acc,v}} = Q_{1k} / b = 27.27 \text{ kN/m}$ (verticale)
	$Q_{\text{acc,h}} = 0.60 \times Q_{1k} / b = 16.36 \text{ kN/m}$ (orizzontale)
Momento flettente allo spiccatto paraghiaia:	$M_{\text{acc,h,k}} = Q_{\text{acc,h}} \times h = 73.64 \text{ kNm/m}$
Azione assiale SLU (per peso proprio paraghiaia):	$N_{\text{Ed,p}} = p_d = 73.13 \text{ kN/m}$
Taglio SLU (dovuto ai carichi viaggianti):	$V_{\text{Ed,c}} = 1.5 \times Q_{\text{acc,h}} = 24.55 \text{ kN/m}$ (orizzontale)
Momento flettente SLU (per carichi viaggianti):	$M_{\text{acc,h}} = 1.3 \times M_{\text{acc,h,k}} = 95.73 \text{ kNm/m}$

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

Combinazione di carico SLU

Azione assiale (compressione):	$N_{\text{Ed,SLU}} = N_{\text{Ed,p}} + 0.9 \times Q_{\text{acc,v}} = 97.67 \text{ kN}$
Taglio longitudinale:	$V_{\text{Ed,SLU}} = V_{\text{Ed,t}} + V_{\text{Ed,c}} = 125.33 \text{ kN}$

progettazione ati:

Momento flettente:	$M_{Ed,SLU} = M_{Ed,t} + M_{acc,h} = \mathbf{274.35}$ kNm
Combinazione di carico SLE-rara	
Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,rara} = p_k + 1.00 \times Q_{acc,v} = \mathbf{83.52}$ kN
Taglio longitudinale:	$V_{Ed,rara} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 1.00 \times Q_{acc,h} = \mathbf{90.14}$ kN
Momento flettente:	$M_{Ed,rara} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 1.00 \times M_{acc,h,k} = \mathbf{202.59}$ kNm
Combinazione di carico SLE-frequente	
Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,freq} = p_k + 0.75 \times Q_{acc,v} = \mathbf{76.70}$ kN
Taglio longitudinale:	$V_{Ed,freq} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 0.75 \times Q_{acc,h} = \mathbf{86.05}$ kN
Momento flettente:	$M_{Ed,freq} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 0.75 \times M_{acc,h,k} = \mathbf{184.18}$ kNm
Combinazione di carico SLE-quasi permanente	
Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,qperm} = p_k + 0.0 \times Q_{acc,v} = \mathbf{56.25}$ kN
Taglio longitudinale:	$V_{Ed,qperm} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 0.0 \times Q_{acc,h} = \mathbf{73.78}$ kN
Momento flettente:	$M_{Ed,qperm} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 0.0 \times M_{acc,h,k} = \mathbf{128.96}$ kNm.

11.4.4 Verifica armature verticali e verifica a taglio

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).

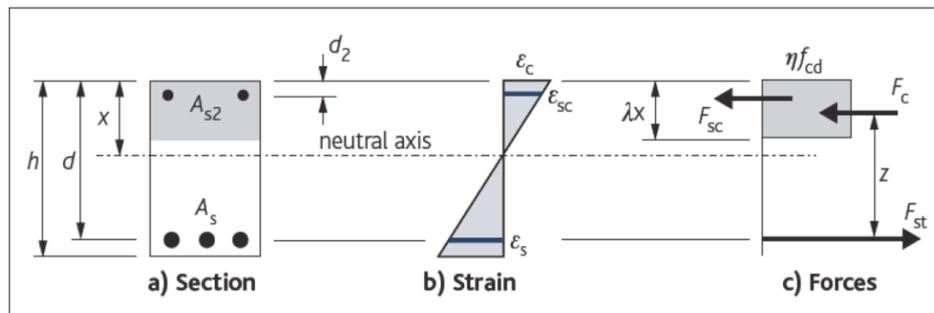
Nota: nelle compute delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel 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:	$b = \mathbf{1000}$ mm
Altezza sezione:	$h = \mathbf{500}$ mm
Copriferro nominale (barre longit. portanti):	$c_{nom} = \mathbf{65}$ mm (in questo calcolo, non inteso delle armature più esterne)
Armatura longitudinale disposta (tesa):	$A_s = \mathbf{5\phi20}$ (correnti) + $\mathbf{1\phi20}$ (spezzoni) $\rightarrow \mathbf{6\phi20/m}$
Armatura longitudinale disposta (compressa):	$A_{s2} = \mathbf{5\phi20}$ (correnti) + $\mathbf{0\phi20}$ (spezzoni) $\rightarrow \mathbf{5\phi20/m}$
Armatura di cucitura a taglio disposta:	non necessarie
Lunghezza minima ancoraggi (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = \mathbf{21}$ cm

progettazione ati:

Lunghezza minima ancoraggi (trazione): $l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 42 \text{ cm}$



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	$M_{Ed} = 274.4 \text{ kNm}$
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 125.3 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 129.0 \text{ kNm}$
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 184.2 \text{ kNm}$
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 202.6 \text{ kNm}$
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}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.922	0.602	0.670	0.638	0.786	0.336	0.396

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:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.I)
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)

progettazione ati:

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):	$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = \mathbf{2.22 N/mm^2}$ (EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)
Diametro armature longitudinali:	$\phi = \mathbf{20}$ mm (diametro di riferimento, assunto)
Lunghezza di ancoraggio base:	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = \mathbf{704}$ mm (EC2 eq. 8.3) $l_{b,rqd} = \mathbf{80}$ cm (arrotondato in eccesso)
Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base):	$l_{b,rqd} = \mathbf{40\phi}$
Lunghezza minima di ancoraggio (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = \mathbf{21}$ cm
Lunghezza minima di ancoraggio (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = \mathbf{42}$ cm

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

Momento flettente di progetto applicato:	$M_{Ed} = \mathbf{274.4}$ kNm
Larghezza della sezione (a verifica):	$b = b_w = \mathbf{1000}$ mm
Altezza effettiva della sezione:	$h = \mathbf{500}$ mm
Altezza utile della sezione:	$d = \mathbf{425}$ mm
Percentuale del momento di redistribuzione:	$m_r = \mathbf{0}$ %
Tasso di redistribuzione sulla sezione:	$\delta = \max(1 - m_r, 0.70) = \mathbf{1.00}$
Profondità asse neutro, SLU (dopo redistribuzione):	$x_u = (\delta - 0.4) \times d = \mathbf{255}$ mm
Massimo valore del coefficiente K:	$K_{max} = 1 / 3.53 = \mathbf{0.283}$
Coefficiente K (momento agente adimensionale):	$K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = \mathbf{0.047}$
Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls):	$K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = \mathbf{0.208}$

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:	$f_{yk} = \mathbf{450}$ N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio:	$\gamma_s = \mathbf{1.15}$
Braccio di leva (armatura singola):	$z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{[1 - 3.53 \times K]}, 0.95) \times d = \mathbf{404}$ mm
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \mathbf{391}$ N/mm ²
Area armature tese richieste (armatura singola):	$A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = \mathbf{1737}$ mm ²
Armatura singola (armat. compressa):	$A_{s2,req} = \mathbf{0}$ 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:	$k_c = \mathbf{0.4}$
Coefficiente di tensione non uniforme autoequilib.:	$k = \mathbf{0.65}$
Valore medio della resistenza a trazione (cls):	$f_{ct,eff} = \mathbf{3.0}$ N/mm ²
Area del calcestruzzo in zona tesa:	$A_{ct} = b \times (h - x_u) = \mathbf{245000}$ mm ²
Massima tensione ammessa nelle armature tese:	$\sigma_s = \mathbf{300}$ N/mm ² (EC2, prospetti 7.2N, 7.3N)

progettazione ati:

Diametro max delle barre in trazione:	$\phi_s^* = 20$ mm (EC2, da prospetto 7.2N)
Altezza zona tesa prima della fessurazione:	$h_{cr} = h/2 = 250$ mm (approssimato,)
Diametro massimo modificato (barre tese):	$\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 13.9$ mm (per sezione inflessa)
Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1):	$A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 642$ 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):	$A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = 1737$ mm ² (in trazione)
	$A_{s2,req,eff} = 0$ 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:	$\phi_{min,c} = 20$ mm
Numero barre (aggiuntive) a compressione:	$n_{max,c} = 0$
Diametro barre (aggiuntive) in compressione:	$\phi_{max,c} = 20$ mm
Barre di armatura compressa disposta ($A_{s2,prov}$):	5ϕ20 (diffusa) + 0ϕ20 (spezzoni)
Area armature (effettive) in zona compressa:	$A_{s2,prov} = 1570$ mm ²
Numero barre (base) a trazione in sezione:	$n_{min} = 5$
Diametro barre (base) a trazione:	$\phi_{min} = 20$ mm
Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione:	$n_{max} = 1$
Diametro barre (aggiuntive) a trazione:	$\phi_{max} = 20$ mm
Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$):	5ϕ20 (diffusa) + 1ϕ20 (spezzoni)
Area armature (effettive presenti) in zona tesa:	$A_{s,prov} = 1884$ mm ²
Momento resistente SLU/SLV:	$M_{Rd} = Z \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 297.7$ kNm $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.922$ " ≤ 1 "

OK - Armatura disposta in trazione sufficiente

Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N):	$A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 743$ mm ²
Area max di armatura tesa (EC2, p.to 9.2.1.1(3)):	$A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 20000$ 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:	$\rho_{a,tesa} = A_{s,prov} / (b \times h) = 0.004$
Rapporto geometrico armatura compressa:	$\rho_{a,compressa} = A_{s2,prov} / (b \times h) = 0.003$
Risulta (zone dissipative):	$\rho_{a,compressa} / \rho_{a,tesa} = 0.833$ " ≥ 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: $\rho_{a,min} \leq \rho_{a,tesa} < \rho_{a,max}$

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):	$A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 743$ mm ²
Area sezione trasversale calcestruzzo:	$A_c = b_w \times h = 500000$ mm ²
Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni):	$A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = 20000$ mm ²
Area armature (effettive presenti) in zona tesa:	$A_{s,prov} = 1884$ 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):	$M_{QP} = 129.0$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 184.2$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 202.6$ 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:	$h = 500$ mm
Larghezza sezione inflessa:	$b = 1000$ mm
Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso:	

$$d_2 = 75 \text{ mm}$$

Armatura superiore compressa (presente):	$A_f' = A_{s2,prov} = 1570$ mm ²
Armatura inferiore tesa (presente):	$A_f = A_{s,prov} = 1884$ mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione:	$n_{_} = 15$
Parametro "a ₁ " (posizione):	$a_1 = n_{_} \times (A_f' + A_f) / b = 52$ mm
Parametro "e ₁ " (posizione):	$e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = 918450$ mm ³
Parametro "c ₁ " (posizione):	$c_1 = n_{_} \times (A_f' + A_f)^2 = 178951740$ mm ⁴
Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.):	$y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = 122$ mm
Tensione massima cls compresso (comb. rara):	

$$\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_{_} \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2)/y] = 7.61 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,RA} = n_{_} \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = 283.08 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 4.84 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 6.91 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.786 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

$$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.336 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

$$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.396 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

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):	$w_{k,max_QP} = 0.20$ 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)

progettazione ati:

Larghezza della sezione:	$b = 1000$ mm
Posizione asse neutro (elastico)	$x = 122$ mm (da lembo compresso)
Altezza effettiva dell'area di cls in trazione:	$h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = 126$ mm (EC2, p.to 7.3.2(3))
Area barre disposte in zona tesa:	$A_{s,prov} = 1884$ mm ²
Area barre disposte in zona compressa:	$A_{s2,prov} = 1570$ mm ²
Copriferro armature longitudinali:	$C = C_{nom} = 65$ mm
Momento in combinazione quasi-permanente:	$M_{QP} = 129.0$ kNm
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = 0.47$
Tensione di esercizio QP nelle armature tese:	$\sigma_{s_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_QP} = 170$ N/mm ²
Momento in combinazione rara:	$M_{FR} = 184.2$ kNm
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = 0.67$
Tensione di esercizio FR nelle armature tese:	$\sigma_{s_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_FR} = 242$ 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:	$\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = 20$ mm
Area effettiva del cls in trazione:	$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = 125973$ mm ²
Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10):	$\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = 0.015$
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:	$s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = 167$ mm
Spaziatura armatura aderente $> 5 \times (C_{nom} + \phi_{eq}/2)$?: "no"	
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11):	$s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = 264$ mm
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14):	$s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = 491$ mm
Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore:	$s_{r,max} = 264$ 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):

$W_{k_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_FR} / E_s]$	
	$W_{k_FR} = 0.19$ mm
Risulta, per combinazione frequente:	$W_k \leq W_{k,max_FR}$

progettazione ati:

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):	$h = 500$ mm
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = 425$ 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:	$A_{sl} = A_{s,prov} = 1884$ mm ²
Valore del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 125.3$ kN
Braccio di leva a flessione:	$z = 404$ mm
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$V_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 0.3$ N/mm ²
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.004$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18$ N/mm ² / $\gamma_c = 0.120$ N/mm ² $k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.686$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 208.1$ 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:	$A_C = b_w \times h = 500000$ 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):	$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 184.2$ kN
Per la sezione in oggetto risulta quindi:	$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 208$ kN (NTC2018, eq. 4.1.23) $V_{Ed} / V_{Rd} = 0.602 < 1$

OK - Non necessarie apposite armature di cucitura a taglio

11.5 Verifica elementi muri di risvolto (spalle A e B)

11.5.1 Modello di calcolo adottato

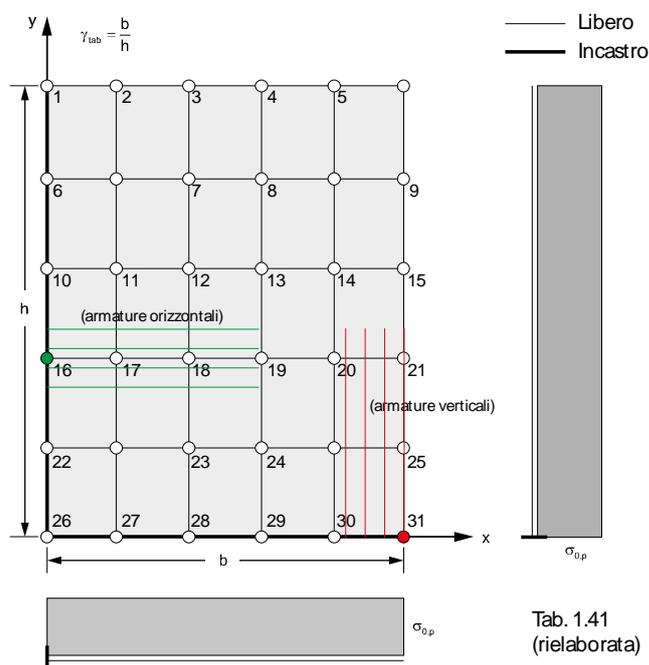
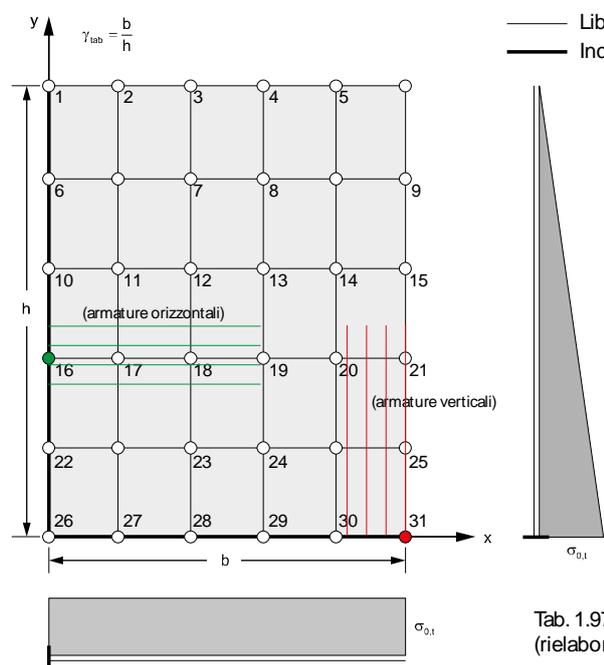
I muri di risvolto sono schematizzati come piastre rettangolari libere sui due lati e vincolate lungo gli altri due alla fondazione e al muro frontale. Generalmente, la rigidità della fondazione è maggiore di quella dei muri di risvolto che quindi sono stati considerati incastrati alla base. Per la spinta statica del terrapieno su parti strutturali di contenimento fondati 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.

progettazione ati:

11.5.2 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):	$h = 7.80 \text{ m}$
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:	$k_h = 0.320$ (NTC2018, eqq. 7.11.3, 7.11.5)
Valore dell'incremento sismico (formula di Wood):	$\sigma_{W,SLV} = k_h \times h \times \gamma = 44.93 \text{ kN/m}^2$
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.):	$R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 66.52 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale)
Pressione terreni allo spiccatto del muro di risvolto:	$\sigma_{0,t} = \gamma \times \lambda_a \times h = 59.87 \text{ kN/m}^2$
Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 233.49 \text{ kN/m}$ (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:

11.5.3 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): $q_{SLV,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 59.87 \text{ kN/m}^2$

Massima pressione allo spiccatto (costante): $q_{SLV,c} = 1.0 \times \sigma_{W,SLV} = 44.93 \text{ kN/m}^2$

Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: $M_{Ed,SLV,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLV,t} + \beta_{x16} \times q_{SLV,c}) \times b^2 = -506.20 \text{ kNm/m}$

Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLV,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLV,t} + \beta_{y31} \times q_{SLV,c}) \times h^2 = -1227.52 \text{ kNm/m}$

Sollecitazione di taglio su sez. x-x: $V_{Ed,SLV,x} = (r_{y31} \times q_{SLV,t} + s_{y31} \times q_{SLV,c}) \times h = 675.36 \text{ kN/m}$

Sollecitazione di taglio su sez. y-y: $V_{Ed,SLV,y} = (r_{x16} \times q_{SLV,t} + s_{x16} \times q_{SLV,c}) \times b = 260.78 \text{ kN/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLU

Massima pressione allo spiccatto (triangolare): $q_{SLU,t} = 1.3 \times \sigma_{0,t} = 77.83 \text{ kN/m}^2$

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: $M_{Ed,SLU,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLU,t} + \beta_{x16} \times q_{SLU,c}) \times b^2 = -309.57 \text{ kNm/m}$

Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLU,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLU,t} + \beta_{y31} \times q_{SLU,c}) \times h^2 = -777.39 \text{ kNm/m}$

Sollecitazione di taglio su sez. x-x: $V_{Ed,SLU,x} = (r_{y31} \times q_{SLU,t} + s_{y31} \times q_{SLU,c}) \times h = 457.14 \text{ kN/m}$

Sollecitazione di taglio su sez. y-y: $V_{Ed,SLU,y} = (r_{x16} \times q_{SLU,t} + s_{x16} \times q_{SLU,c}) \times b = 193.91 \text{ kN/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-rara

Massima pressione allo spiccatto (triangolare): $q_{SLE,r,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 59.87 \text{ kN/m}^2$

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: $M_{Ed,SLE,r,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,r,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,r,c}) \times b^2 = -228.11 \text{ kNm/m}$

Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLE,r,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE,r,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE,r,c}) \times h^2 = -574.45 \text{ kNm/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-frequente

progettazione ati:

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):	$q_{SLE_f,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = \mathbf{59.87 \text{ kN/m}^2}$
Massima pressione allo spiccatto (costante):	$q_{SLE_f,c} = 0.75 \times \sigma_{0,p} = \mathbf{6.40 \text{ kN/m}^2}$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLE_f,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE_f,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE_f,c}) \times b^2 = \mathbf{-211.82 \text{ kNm/m}}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLE_f,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE_f,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE_f,c}) \times h^2 = \mathbf{-536.20 \text{ kNm/m}}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione per SLE-quasi permanente

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):	$q_{SLE_qp,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = \mathbf{59.87 \text{ kN/m}^2}$
Massima pressione allo spiccatto (costante):	$q_{SLE_qp,c} = 0.0 \times \sigma_{0,p} = \mathbf{0.00 \text{ kN/m}^2}$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLE_qp,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE_qp,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE_qp,c}) \times b^2 = \mathbf{-162.95 \text{ kNm/m}}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLE_qp,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE_qp,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE_qp,c}) \times h^2 = \mathbf{-421.44 \text{ kNm/m}}$

11.5.4 Sollecitazioni di calcolo per le verifiche di resistenza

11.5.4.1 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:	$M_{Ed,x} = \max(\text{abs}(M_{Ed,SLV,x}), \text{abs}(M_{Ed,SLU,x})) = \mathbf{506.20 \text{ kNm}}$
SLE-rara (armature orizzontali):	$M_{Ed,SLE_r,x} = \mathbf{228.11 \text{ kNm}}$
SLE-frequente (armature orizzontali):	$M_{Ed,SLE_f,x} = \mathbf{211.82 \text{ kNm}}$
SLE-quasi permanente (armature orizzontali):	$M_{Ed,SLE_qp,x} = \mathbf{162.95 \text{ kNm}}$
SLU/SLV per armature portanti verticali:	$M_{Ed,y} = \max(\text{abs}(M_{Ed,SLV,y}), \text{abs}(M_{Ed,SLU,y})) = \mathbf{1227.52 \text{ kNm}}$
SLE-rara (armature verticali):	$M_{Ed,SLE_r,y} = \mathbf{574.45 \text{ kNm}}$
SLE-frequente (armature verticali):	$M_{Ed,SLE_f,y} = \mathbf{536.20 \text{ kNm}}$
SLE-quasi permanente (armature verticali):	$M_{Ed,SLE_qp,y} = \mathbf{421.44 \text{ kNm}}$
SLU/SLV per verifica cls a taglio (no armatura):	$V_{Ed} = \max(V_{Ed,SLV,x}, V_{Ed,SLU,x}, V_{Ed,SLV,y}, V_{Ed,SLU,y}) = \mathbf{675.36 \text{ kN}}$

11.5.5 Verifiche strutturali a flessione e taglio

11.5.5.1 Verifica armature verticali (max incidenza 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).

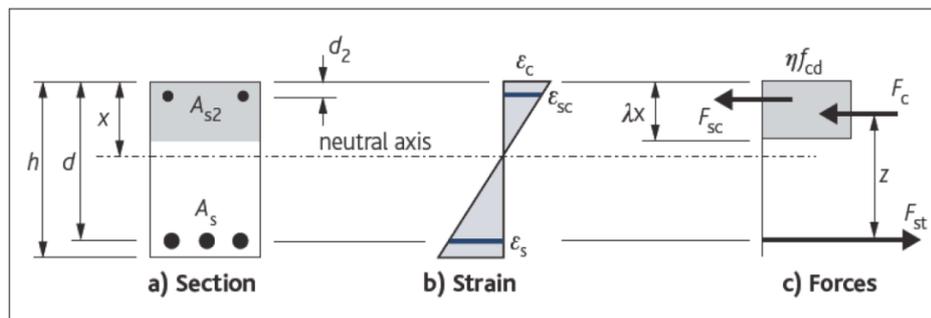
Nota: nelle compute delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel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

progettazione ati:

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 = 5φ25 (correnti) + 6φ25 (spezzoni)
Armatura longitudinale disposta (compressa):	A_{s2} = 5φ25 (correnti) + 0φ25 (spezzoni)
Armatura di cucitura a taglio disposta:	almeno A_{sw} = 1121 mm²/m
Lunghezza minima ancoraggi (compressione):	l_{b,min} = max(0.3 × l_{b,rqd}, 10 × φ, 100 mm) = 26 cm
Lunghezza minima ancoraggi (trazione):	l_{b,min} = max(0.6 × l_{b,rqd}, 10 × φ, 100 mm) = 53 cm



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	M_{Ed} = 1227.5 kNm
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV)	V_{Ed} = 675.4 kN
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	M_{QP} = 421.4 kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	M_{FR} = 536.2 kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	M_{RA} = 574.5 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):	σ_{c,rara} = 0.60 × f_{ck} = 19.20 N/mm² (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	σ_{c,Qperm} = 0.45 × f_{ck} = 14.40 N/mm² (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	σ_{s,max} = 0.8 × f_{yk} = 360.0 N/mm² (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}	σ _{s,RA} / σ _{s,max}	σ _{c,QP} / σ _{c,Qperm}	σ _{c,RA} / σ _{c,rara}
0.962	1.837	0.480	0.407	0.500	0.342	0.349

progettazione ati:

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:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.I)
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:	$\phi = 25 \text{ mm}$ (diametro di riferimento, assunto)
Lunghezza di ancoraggio base:	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 880 \text{ mm}$ (EC2 eq. 8.3) $l_{b,rqd} = 90 \text{ cm}$ (arrotondato in eccesso)
Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base):	$l_{b,rqd} = 36\phi$
Lunghezza minima di ancoraggio (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 26 \text{ cm}$
Lunghezza minima di ancoraggio (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 53 \text{ cm}$

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

Momento flettente di progetto applicato:	$M_{Ed} = 1227.5 \text{ kNm}$
Larghezza della sezione (a verifica):	$b = b_w = 1000 \text{ mm}$
Altezza effettiva della sezione:	$h = 750 \text{ mm}$
Altezza utile della sezione:	$d = 671 \text{ mm}$
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):	$x_u = (\delta - 0.4) \times d = 403 \text{ mm}$
Massimo valore del coefficiente K:	$K_{max} = 1 / 3.53 = 0.283$
Caefficiente K (momento agente adimensionale):	$K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = 0.085$
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):	$z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{[1 - 3.53 \times K]}, 0.95) \times d = 616 \text{ mm}$
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
Area armature tese richieste (armatura singola):	$A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = 5092 \text{ mm}^2$

progettazione ati:

Armatura singola (armat. compressa):

$$A_{s2,req} = 0 \text{ mm}^2 \text{ " (non serve armatura compressa) "}$$

$K \leq K'$ - 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: $A_{ct} = b \times (h - x_u) = 347400 \text{ mm}^2$

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): $A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = 5092 \text{ mm}^2$ (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 ($A_{s2,prov}$): **5 ϕ 25 (diffusa) + 0 ϕ 25 (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: $n_{max} = 6$

Diametro barre (aggiuntive) a trazione: $\phi_{max} = 25 \text{ mm}$

Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$): **5 ϕ 25 (diffusa) + 6 ϕ 25 (spezzoni)**

Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 5401 \text{ mm}^2$

Momento resistente SLU/SLV:

$$M_{Rd} = 0.9 \times d \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 1276.3 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.962 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

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: $A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

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):	$A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 1172$ 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:	$A_{s,prov} = 5401$ 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):	$M_{QP} = 421.4$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 536.2$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 574.5$ 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:	

$$d_2 = 79 \text{ mm}$$

Armatura superiore compressa (presente):	$A_f' = A_{s2,prov} = 2455$ mm ²
Armatura inferiore tesa (presente):	$A_f = A_{s,prov} = 5401$ mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione:	$n_{_} = 15$
Parametro "a ₁ " (posizione):	$a_1 = n_{_} \times (A_f' + A_f) / b = 118$ mm
Parametro "e ₁ " (posizione):	$e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = 3818016$ mm ³
Parametro "c ₁ " (posizione):	$c_1 = n_{_} \times (A_f' + A_f)^2 = 925751040$ mm ⁴
Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.):	$y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = 241$ mm
Tensione massima cls compresso (comb. rara):	
$\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_{_} \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2)/y] = 6.70$ N/mm ²	
Tensione massima acciai tesi (comb. rara):	$\sigma_{s,RA} = n_{_} \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = 179.96$ N/mm ²
Tensione massima cls compresso (comb. QP):	$\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 4.92$ N/mm ²
Tensione massima cls compresso (comb. FR):	$\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 6.26$ N/mm ²
Risulta, quindi:	
$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.500$ " <= 1 "	
$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.342$ " <= 1 "	
$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.349$ " <= 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)

progettazione ati:

Larghezza della sezione:	$b = 1000$ mm
Posizione asse neutro (elastico)	$x = 241$ mm (da lembo compresso)
Altezza effettiva dell'area di cls in trazione:	$h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = 170$ mm (EC2, p.to 7.3.2(3))
Area barre disposte in zona tesa:	$A_{s,prov} = 5401$ mm ²
Area barre disposte in zona compressa:	$A_{s2,prov} = 2455$ mm ²
Copriferro armature longitudinali:	$C = C_{nom} = 67$ mm
Momento in combinazione quasi-permanente:	$M_{QP} = 421.4$ kNm
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = 0.34$
Tensione di esercizio QP nelle armature tese:	$\sigma_{s_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_QP} = 127$ N/mm ²
Momento in combinazione rara:	$M_{FR} = 536.2$ kNm
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = 0.44$
Tensione di esercizio FR nelle armature tese:	$\sigma_{s_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_FR} = 161$ 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:	$\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = 25$ mm
Area effettiva del cls in trazione:	$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = 169824$ mm ²
Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10):	$\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = 0.032$
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:	$s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = 91$ 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):	$s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = 662$ 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):	
$W_{k_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_QP} / E_s]$	
	$W_{k_QP} = 0.10$ 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):

$W_{k_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_FR} / E_s]$	
	$W_{k_FR} = 0.12$ mm
Risulta, per combinazione frequente:	$W_k \leq W_{k,max_FR}$

progettazione ati:

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:	$d = 671$ 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:	$A_{sl} = A_{s,prov} = 5401$ mm ²
Valore del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 675.4$ kN
Braccio di leva a flessione:	$z = 616$ mm
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$V_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 1.1$ N/mm ²
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.008$
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):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 367.6$ 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:	$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 368$ kN (NTC2018, eq. 4.1.23) $V_{Ed} / V_{Rd} = 1.837 > 1$

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

progettazione ati:

Area dell'armatura a taglio richiesta (EC2 eq. 6.13): $A_{sw,req} = V_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = 1121 \text{ mm}^2/\text{m}$

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

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

Area dell'armatura a taglio (min) da disporre: $A_{sw} = \max(A_{sw,req}, A_{sw,min}) = 1121 \text{ mm}^2/\text{m}$

Max passo longitudinale insiem 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: $s_{l,max,p} = d = 671 \text{ mm}$ (EC2, eq. 9.10 – piastre)

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

11.5.5.2 Verifica armature orizzontali (max incidenza 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 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: $b = 1000 \text{ mm}$

Altezza sezione: $h = 750 \text{ mm}$

Copriferro nominale (barre longit. portanti): $c_{nom} = 45 \text{ mm}$ (in questo calcolo, inteso delle armature più esterne)

Armatura longitudinale disposta (tesa): $A_s = 5\phi 22$ (correnti) + $1\phi 22$ (spezzoni)

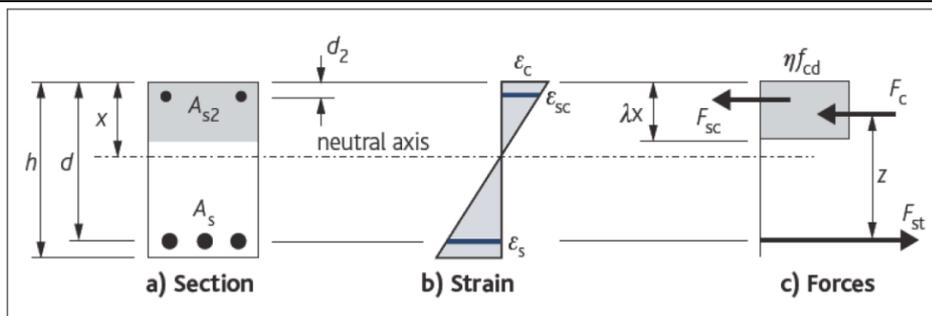
Armatura longitudinale disposta (compressa): $A_{s2} = 5\phi 22$ (correnti) + $0\phi 22$ (spezzoni)

Armatura di cucitura a taglio disposta: vedere calcolo precedente (per armature verticali)

Lunghezza minima ancoraggi (compressione): $l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 23 \text{ cm}$

Lunghezza minima ancoraggi (trazione): $l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 46 \text{ cm}$

progettazione ati:



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	$M_{Ed} = 506.2$ kNm
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 675.4$ kN
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 163.0$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 211.8$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 228.1$ 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 ferrure 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}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.908	2.409	0.319	0.276	0.436	0.170	0.178

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)
Resistenz 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)

progettazione ati:

Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = \mathbf{2.22 \text{ N/mm}^2}$ (EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)
Diametro armature longitudinali:	$\phi = \mathbf{22 \text{ mm}}$ (diametro di riferimento, assunto)
Lunghezza di ancoraggio base:	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = \mathbf{774 \text{ mm}}$ (EC2 eq. 8.3) $l_{b,rqd} = \mathbf{80 \text{ cm}}$ (arrotondato in eccesso)
Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base):	$l_{b,rqd} = \mathbf{37\phi}$
Lunghezza minima di ancoraggio (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = \mathbf{23 \text{ cm}}$
Lunghezza minima di ancoraggio (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = \mathbf{46 \text{ cm}}$

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

Momento flettente di progetto applicato:	$M_{Ed} = \mathbf{506.2 \text{ kNm}}$
Larghezza della sezione (a verifica):	$b = b_w = \mathbf{1000 \text{ mm}}$
Altezza effettiva della sezione:	$h = \mathbf{750 \text{ mm}}$
Altezza utile della sezione:	$d = \mathbf{694 \text{ mm}}$
Percentuale del momento di redistribuzione:	$m_r = \mathbf{0 \text{ \%}}$
Tasso di redistribuzione sulla sezione:	$\delta = \max(1 - m_r, 0.70) = \mathbf{1.00}$
Profondità asse neutro, SLU (dopo redistribuzione):	$x_u = (\delta - 0.4) \times d = \mathbf{416 \text{ mm}}$
Massimo valore del coefficiente K:	$K_{max} = 1 / 3.53 = \mathbf{0.283}$
Coefficiente K (momento agente adimensionale):	$K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = \mathbf{0.033}$
Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls):	$K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = \mathbf{0.208}$

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:	$f_{yk} = \mathbf{450 \text{ N/mm}^2}$
Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio:	$\gamma_s = \mathbf{1.15}$
Braccio di leva (armatura singola):	$z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{[1 - 3.53 \times K]}, 0.95) \times d = \mathbf{659 \text{ mm}}$
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \mathbf{391 \text{ N/mm}^2}$
Area armature tese richieste (armatura singola):	$A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = \mathbf{1962 \text{ mm}^2}$
Armatura singola (armat. compressa):	$A_{s2,req} = \mathbf{0 \text{ mm}^2}$ "(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:	$k_c = \mathbf{0.4}$
Coefficiente di tensione non uniforme autoequilib.:	$k = \mathbf{0.65}$
Valore medio della resistenza a trazione (cls):	$f_{ct,eff} = \mathbf{3.0 \text{ N/mm}^2}$
Area del calcestruzzo in zona tesa:	$A_{ct} = b \times (h - x_u) = \mathbf{333600 \text{ mm}^2}$
Massima tensione ammessa nelle armature tese:	$\sigma_s = \mathbf{300 \text{ N/mm}^2}$ (EC2, prospetti 7.2N, 7.3N)
Diametro max delle barre in trazione:	$\phi_s^* = \mathbf{22 \text{ mm}}$ (EC2, da prospetto 7.2N)
Altezza zona tesa prima della fessurazione:	$h_{cr} = h/2 = \mathbf{375 \text{ mm}}$ (approssimato,)

progettazione ati:

Diametro massimo modificato (barre tese): $\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = \mathbf{30.7 \text{ mm}}$
(per sezione inflessa)

Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1): $A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = \mathbf{874 \text{ mm}^2}$

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): $A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = \mathbf{1962 \text{ mm}^2}$ (in trazione)

$A_{s2,req,eff} = \mathbf{0 \text{ mm}^2}$ (in compressione)

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

Numero barre (base) a compressione in sezione: $n_{min,c} = \mathbf{5}$

Diametro barre (base) in compressione: $\phi_{min,c} = \mathbf{22 \text{ mm}}$

Numero barre (aggiuntive) a compressione: $n_{max,c} = \mathbf{0}$

Diametro barre (aggiuntive) in compressione: $\phi_{max,c} = \mathbf{22 \text{ mm}}$

Barre di armatura compressa disposta ($A_{s2,prov}$): $\mathbf{5\phi22}$ (diffusa) + $\mathbf{0\phi22}$ (spezzoni)

Area armature (effettive) in zona compressa: $A_{s2,prov} = \mathbf{1900 \text{ mm}^2}$

Numero barre (base) a trazione in sezione: $n_{min} = \mathbf{5}$

Diametro barre (base) a trazione: $\phi_{min} = \mathbf{22 \text{ mm}}$

Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione: $n_{max} = \mathbf{1}$

Diametro barre (aggiuntive) a trazione: $\phi_{max} = \mathbf{22 \text{ mm}}$

Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$): $\mathbf{5\phi22}$ (diffusa) + $\mathbf{1\phi22}$ (spezzoni)

Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = \mathbf{2280 \text{ mm}^2}$

Momento resistente SLU/SLV: $M_{Rd} = 0.9 \times d \times A_{s,prov} \times f_{yd} = \mathbf{557.3 \text{ kNm}}$

$M_{Ed} / M_{Rd} = \mathbf{0.908} \leq \mathbf{1}$

OK - Armatura disposta in trazione sufficiente

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

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 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: $b_t = b_w = \mathbf{1000 \text{ mm}}$

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: $A_{s,prov} = \mathbf{2280 \text{ mm}^2}$

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

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): $M_{QP} = \mathbf{163.0 \text{ kNm}}$

progettazione ati:

Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 211.8$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 228.1$ 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):	$A_f = A_{s,prov} = 2280$ mm ²
Coefficiente di omogenizzazione:	$n_- = 15$
Parametro "a ₁ " (posizione):	$a_1 = n_- \times (A_f' + A_f) / b = 63$ mm
Parametro "e ₁ " (posizione):	$e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = 1688720$ mm ³
Parametro "c ₁ " (posizione):	$c_1 = n_- \times (A_f' + A_f)^2 = 262086000$ mm ⁴
Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.):	$y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = 171$ mm
Tensione massima cls compresso (comb. rara):	$\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_- \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2)/y] = 3.42$ N/mm ²
Tensione massima acciai tesi (comb. rara):	$\sigma_{s,RA} = n_- \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = 157.01$ N/mm ²
Tensione massima cls compresso (comb. QP):	$\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 2.44$ N/mm ²
Tensione massima cls compresso (comb. FR):	$\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 3.18$ N/mm ²
Risulta, quindi:	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.436$ " <= 1 "
	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.170$ " <= 1 "
	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.178$ " <= 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)	$x = 171$ 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:	$A_{s,prov} = 2280$ 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:	$M_{QP} = 163.0$ kNm
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = 0.32$
Tensione di esercizio QP nelle armature tese:	$\sigma_{s_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_QP} = 108$ N/mm ²
Momento in combinazione rara:	$M_{FR} = 211.8$ kNm

progettazione ati:

Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = \mathbf{0.42}$
Tensione di esercizio FR nelle armature tese:	$\sigma_{s_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_FR} = \mathbf{141 \text{ N/mm}^2}$
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:	$\phi_{eq} = (\rho_{min} \times \phi_{min}^2 + \rho_{max} \times \phi_{max}^2) / (\rho_{min} \times \phi_{min} + \rho_{max} \times \phi_{max}) = \mathbf{22 \text{ mm}}$
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):	$\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = \mathbf{0.016}$
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:	$s_{s,tese} = b / (\rho_{min} + \rho_{max}) = \mathbf{167 \text{ mm}}$
Spaziatura armatura aderente $> 5 \times (C_{nom} + \phi_{eq}/2)$?:	"no"
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11):	$s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = \mathbf{196 \text{ mm}}$
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14):	$s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = \mathbf{753 \text{ mm}}$
Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore:	$s_{r,max} = \mathbf{196 \text{ mm}}$
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

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)

Vedere calcolo precedente (relativo ad armature verticali).

11.6 Verifica platea (mensola tozza), spalle A e B

11.6.1 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

progettazione ati:

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 dall'interasse dei pali stessi. 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.

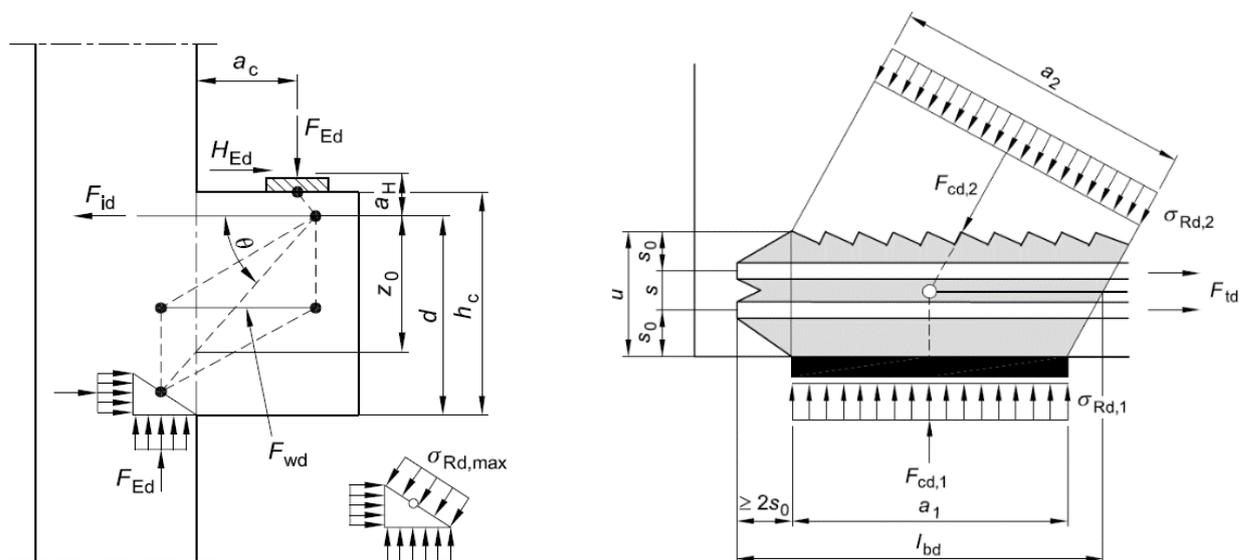
NOTA: si considera il caso peggiore (tra spalla A e B): combinazione SLV_03 con $N = 575.1$ kN, $V = 156.6$ kN).

11.6.2 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:	$b_w = i = 1350$ mm (pari all'interasse dei mediopali)
Altezza (costante) della soletta di fondazione:	$h_c = 1800$ mm

11.6.3 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:

11.6.4 Caratteristiche di progetto

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):	$\psi' = [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.90$

Dettagli armature

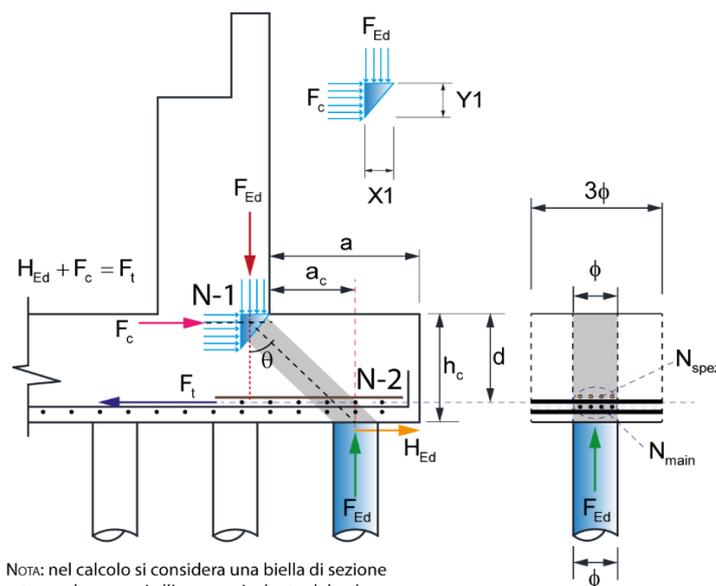
Resistenza caratteristica a snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza – Tab. 2.1N:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.5)

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 $N = 575.1 \text{ kN}$, $H = 156.6 \text{ kN}$):

Forza assiale trasmessa dal palo (fittizio):	$F_{Ed} = 1150.2 \text{ kN}$ (fittizio $2 \times N$)
Forza di taglio agente in testa al palo (fittizio):	$H_{Ed} = 313.2 \text{ kN}$ (fittizio $2 \times H$)
Distanza asse palo (F_{Ed}) da filo parete elevazione:	$a_c = 1600 \text{ mm}$ (si veda schema in basso)

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



progettazione ati:

11.6.5 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):	$d_{dist} = \phi_{spez} = 0 \text{ mm}$
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 :	$N_{spez} = b_w / i_{spez} = 13.5$
Area armatura effettivamente in trazione:	$A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times \phi_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times \phi_{spez}^2 / 4 = 3313 \text{ mm}^2$
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:	
$\Delta X_D = \min(D_{main}, D_{spez}) \times (D_{main}/2 + d_{dist} + D_{spez}/2) / (D_{main} + D_{spez}) = 13 \text{ mm}$	
Altezza utile da baricentro barre a trazione:	$d = h_c - C_{nom,eff} - \Delta X_D = 1695 \text{ mm}$
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):	$\nu' = 0.86$
Tensioni nei nodi compressi, cl.6.5.4.(4)a:	$\sigma_{1Rd} = k_1 \times \nu' \times f_{cd} = 17.06 \text{ N/mm}^2$
Larghezza reazione biella compressa verticale:	$X1 = F_{Ed} / (\sigma_{1Rd} \times b_w) = 50.0 \text{ mm}$
Semilarghezza reazione biella verticale per N-1:	$X1 / 2 = 25.0 \text{ mm}$
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):	$Y1 = -(-C2 + (C2^2 - 4 \times C1 \times C3)^{1/2}) / (2 \times C1) = 49.5 \text{ mm}$
Altezza verticale dell'impronta vincolare in N-1:	$Y1 / 2 = 24.7 \text{ mm}$

Angolo di inclinazione della biella convenzionale compressa

$$\theta = \text{atan}((d - Y1 / 2) / (a_c + X1 / 2)) = 45.8^\circ$$

$$\tan(\theta) = 1.03$$

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

progettazione ati:

Braccio di leva a flessione (modello “tirante-puntone”)

Braccio di leva interno: $z = d - Y_1 / 2 = 1670$ mm

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

Reazione vincolare interna orizzontale in N-1: $F_c = Y_1 \times b_w \times \sigma_{1Rd} = 1138.7$ kN

Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 1618.5$ 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: $a_2 = a_1 \times \sin(\theta) + u \times \cos(\theta) = 432$ mm

Tensione nella biella convenzionale compressa: $\sigma_{str} = F_{str} / (a_2 \times b_w) = 2.77$ N/mm²

Tensione di sicurezza – cl.6.5.4(4) b: $\sigma_{2Rd} = k_3 \times v' \times f_{cd} = 12.79$ 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} : $d_a = h_a - (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 1695$ mm

Compressione assiale per sforzo normale nel cls: $\sigma_{cp} = -H_{Ed} / (b_w \times h_a) = -0.13$ N/mm²

Coefficiente di compressione - cl.6.2.3(3): $\alpha_{cw} = 1.000$

Fattore di riduzione resistenza a taglio: $v_1 = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.516$

Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 1618.5$ kN

Massima resistenza a schiacciamento – cl.6.2.3(2): $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = 11533.8$ 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: $F_t = F_c + H_{Ed} = 1451.9$ kN

Controllo quantitative armature a trazione (tirante)

Quantitativo minimo di area di barre a trazione: $A_{s,main,min} = F_t / f_{yd} = 3710$ mm²

Quantitativo di armatura effettiva disposta: $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times D_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times D_{spez}^2 / 4 = 12596$ mm²

Rapporto quantitativi di armatura (portante): $R_{steel} = A_{s,main,min} / A_{s,main} = 0.295$

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 diffusa portante: $i_{main} = 200$ mm

Diametro armatura diffusa secondaria: $\phi_{main,rip} = 25$ mm (ripartitori)

progettazione ati:

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 necessarie)

11.7 Verifica platea (punzonamento su palo), spalle A e B

11.7.1 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 d'angolo).

11.7.2 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: $M_{Ed} = 244.3$ kNm (dovuto all'azione di taglio in testa)

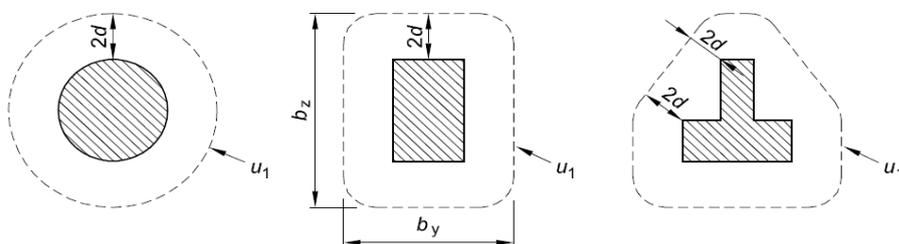
Forza di progetto assiale punzonante: $V_{Ed} = 575.1$ kN (max carico assiale palo)

Perimetro di controllo di base: $u_1 = c_1 \times 2 + c_2 \times 2 + 4 \times \pi \times d = 22958$ 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 sbilanciamento momento (EC2, Tabella 6.1): $k = 0.60$

Fattore di eccentricità (EC2, eq. 6.39): $\beta = 1 + (k \times M_{Ed} / V_{Ed}) \times (u_1 / W_1) = 1.11$



11.7.3 Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente

Resistenza caratteristica calcestruzzo: $f_{ck} = 25$ N/mm²

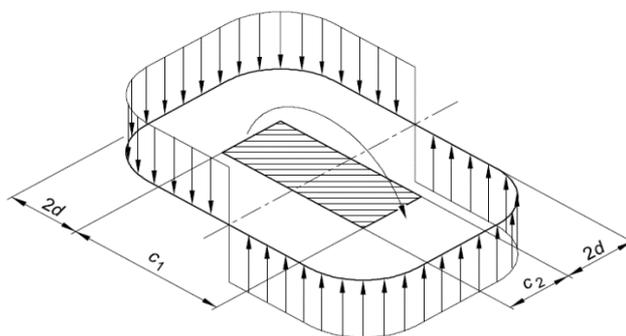
Fattore parziale resistenza calcestruzzo: $\gamma_c = 1.50$

larghezza della colonna (equivalente) in dir. y: $b_y = c_1 = 399$ mm

progettazione ati:

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:	$\beta = 1.11$
Tipo colonna: "interno", di "bordo", di "angolo":	$C_{\text{type}} = \text{"angolo"}$
"Offset" da bordo (0 se colonna interna):	$x = 600 \text{ mm}$
Perimetro del palo/pilastro equivalente:	$u_{0\text{str}} = \text{"min (3 \times d, b_y + b_z)"}$ $u_0 = 798 \text{ mm}$
Tensione di progetto di punzonamento (eq. 6.38):	$V_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_0 \times d) = 0.471 \text{ N/mm}^2$
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



11.7.4 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:	$u_1 = \text{"b}_y + b_z + \pi \times d / 2\text{"}$ $u_1 = 3468 \text{ mm}$
Tensione di progetto a punzonamento (eq. 6.38):	$V_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_1 \times d) = 0.108 \text{ N/mm}^2$
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:	$\rho_t = \min(\sqrt{[\rho_{ly} \times \rho_{lz}]}, 0.02) = 0.001$
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):	$V_{Rd,c} = \max(v_{\min}, C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_t \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{1/3}) = 0.288 \text{ N/mm}^2$

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

progettazione ati:

11.8 Verifica parete di elevazione – Spalla A

11.8.1 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.

11.8.2 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":	$k_0 = 1 - \sin(\varphi) = \mathbf{0.426}$
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:	$k_h = a_g/g \times \beta_m \times S_S \times S_T = \mathbf{0.265}$
Altezza verticale da testa pali a testa paraghiaia:	$h_{\text{wall}} = 798 \text{ cm}$ da geometria spalla più sollecitata (M + N + O)

progettazione ati:

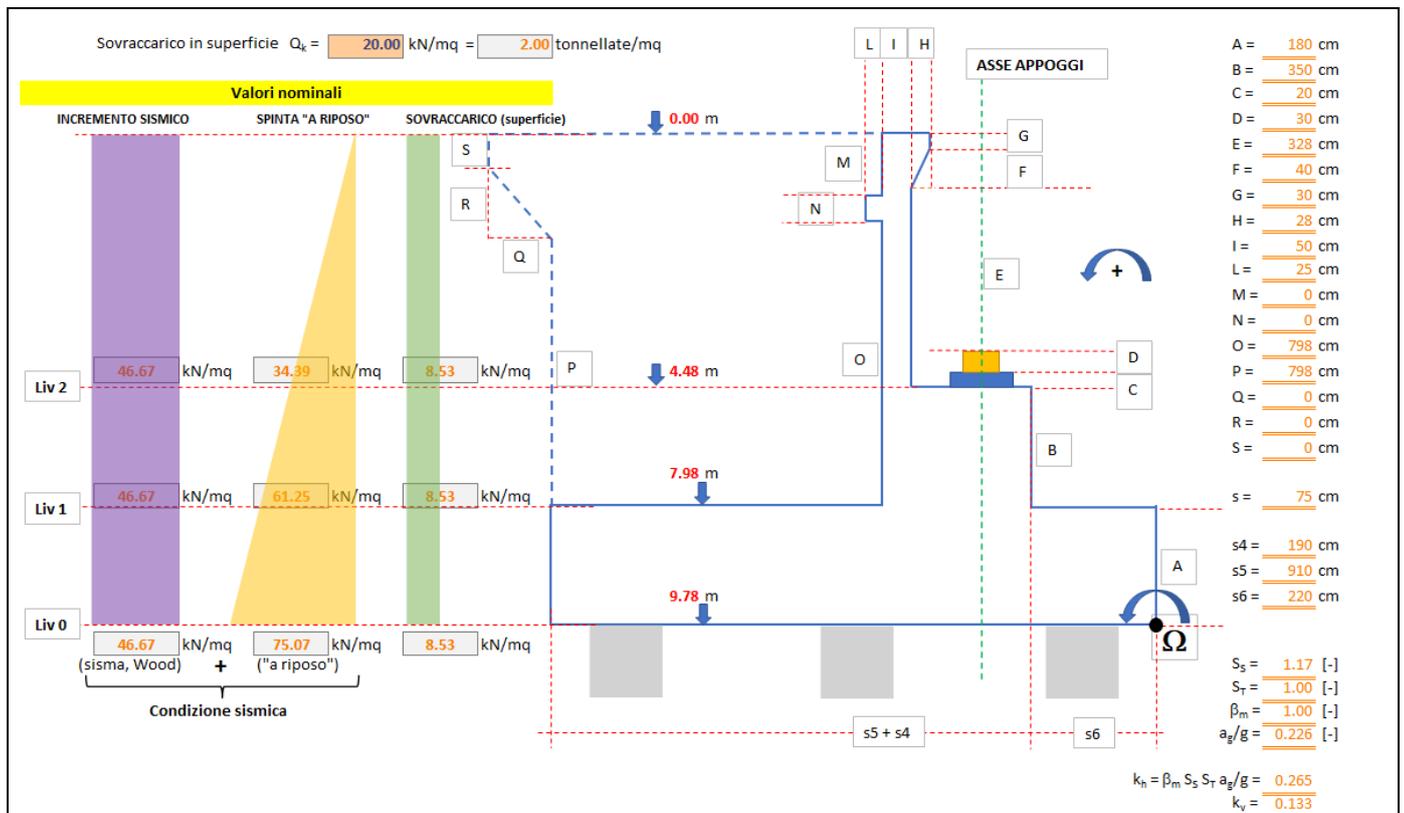


Figura 1 - Schema di calcolo (qualitativo). Misure rappresentate non in scala. Valori calcolati su Excel. Per le verifiche delle sezioni in c.a. si considerano le grandezze effettive di carpenteria (vedere tavole di disegno allegate)

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.

11.8.3 Grandezze calcolate

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

Pressione orizzontale sovraccarico di superficie (costante): $\sigma_{0,p} = k_0 \times Q_k = 8.53$ kN/m²

Pressione orizzontale max "a riposo" (triangolare): $\sigma_{p,max} = \gamma \times h_{wall} \times k_0 = 61.25$ kN/m²

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

Altezza complessiva su cui è valutata la spinta alla Wood: $h_{wood} = 9.78$ m (assunto per sicurezza al posto di h_{wall})

Incremento pressione orizzontale alla Wood (costante): $\Delta\sigma_{wood} = \gamma \times h_{wood} \times k_h = 46.67$ kN/m²

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

Larghezza parete di elevazione spalla: $L_{trasv} = 16.75$ m (da geometria spalla più sollecitata)

Spinta "a riposo" (statica): $F_{k,riposo, LONG} = 0.5 \times \sigma_{p,max} \times L_{trasv} \times h_{wall} = 4094$ kN

Massimo incremento taglio longitudinale terreni: $\Delta F_{k,sisma, LONG} = L_{trasv} \times h_{wall} \times \Delta\sigma_{wood} = 6238$ kN

progettazione ati:

Taglio sismico terreni (complessivo longitudinale): $F_{\text{terre,sisma, LONG}} = F_{\text{k,ripos, LONG}} + \Delta F_{\text{k,sisma, LONG}} = \mathbf{10331 \text{ kN}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione long.): $M_{\text{Ed,sisma, LONG}} = (h_{\text{wall}}/3) \times F_{\text{k,ripos, LONG}} + (h_{\text{wall}}/2) \times \Delta F_{\text{k,sisma, LONG}} = \mathbf{35778 \text{ kNm}}$

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

Larghezza interna parete di risvolto: $L_{\text{long}} = 860 \text{ cm}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Spinta “a riposo” (statica): $F_{\text{k,ripos, TRASV}} = 0.5 \times \sigma_{\text{p,max}} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{2102 \text{ kN}}$
 Incremento taglio trasversali terreni: $\Delta F_{\text{k,sisma, TRASV}} = 2 \times [0.30 \times (L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} \times \Delta \sigma_{\text{wood}})] = \mathbf{1922 \text{ kN}}$

Taglio sismico terreni (complessivo trasversale): $F_{\text{terre,sisma, TRASV}} = F_{\text{k,ripos, TRASV}} + \Delta F_{\text{k,sisma, TRASV}} = \mathbf{4023 \text{ kN}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione trasv.): $M_{\text{Ed,sisma, TRASV}} = (h_{\text{wall}}/3) \times F_{\text{k,ripos, TRASV}} + (h_{\text{wall}}/2) \times \Delta F_{\text{k,sisma, TRASV}} = \mathbf{13258 \text{ kNm}}$

Inerzie muri, pareti in c.a. e terreno imbarcato

Inerzia plinto di fondazione (a detrarre): $F_{\text{inerzia, plinto}} = 2708.5 \text{ kN}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Inerzia complessiva spalle+plinto+terreno imbarcato: $F_{\text{tot, spalla}} = 4781 \text{ kN}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Inerzia pareti c.a. in direzione longitudinale (100%): $F_{\text{inerzia, LONG}} = F_{\text{tot, spalla}} - F_{\text{inerzia, plinto}} = \mathbf{2073 \text{ kN}}$ (allo spiccato sez. “C”)
 Decremento di peso sismico verticale (basso-alto): $\Delta N_{\text{Ed,sisma, vert}} = 0.5 \times F_{\text{inerzia, LONG}} = \mathbf{1036 \text{ kN}}$ (in modulo)
 Inerzia pareti c.a. in direzione trasversale (30%): $F_{\text{inerzia, TRASV}} = 0.30 \times F_{\text{inerzia, LONG}} = \mathbf{622 \text{ kN}}$
 Valore quota baricentro pareti elevazione: $\zeta = 0.383$ per unità di altezza h_{wall} (da geometria spalla più sollecitata)
 Momento flettente allo spiccato (inflexione long.): $M_{\text{Ed, inerzia, long}} = \zeta \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{inerzia, LONG}} = \mathbf{6334 \text{ kNm}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione trasv.): $M_{\text{Ed, inerzia, trasv}} = \zeta \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{inerzia, TRASV}} = \mathbf{1900 \text{ kNm}}$

Spinte statiche dei terreni (valori caratteristici)

Taglio longitudinale per sovraccarico di superficie: $F_{\text{Q,k, LONG}} = \sigma_{0,p} \times L_{\text{trasv}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{1140 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Taglio trasversale per sovraccarico di superficie: $F_{\text{Q,k, TRASV}} = \sigma_{0,p} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{585 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Taglio per spinta “a riposo” longitudinale: $F_{\text{k,ripos, LONG}} = 0.5 \times \sigma_{\text{p,max}} \times L_{\text{trasv}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{4094 \text{ kN}}$ (val. caratteristico)
 Taglio per spinta “a riposo” trasversale: $F_{\text{k,ripos, TRASV}} = 0.5 \times \sigma_{\text{p,max}} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{2102 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Momento per spinte complessive longitudinali: $M_{\text{Ed,k, long, terre}} = 0.5 \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{Q,k, LONG}} + (h_{\text{wall}}/3) \times F_{\text{k,ripos, LONG}} = \mathbf{15437 \text{ kNm}}$ (spinta costante e triangolare)
 Momento per spinte complessive trasversali: $M_{\text{Ed,k, trasv, terre}} = 0.5 \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{Q,k, TRASV}} + (h_{\text{wall}}/3) \times F_{\text{k,ripos, TRASV}} = \mathbf{7926 \text{ kNm}}$ (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): $q_{6_H, \text{trasv}} = 850 \text{ kN}$
 Azione longitudinale per sisma (singolo appoggio): $q_{6_H, \text{long}} = 850 \text{ kN}$

progettazione ati:

Taglio sismico longitudinale da impalcato (100%): $F_{\text{impalc, LONG}} = N_{\text{app}} \times q_{6_H_long} = \mathbf{1700 \text{ kN}}$

Taglio sismico trasversale da impalcato (30%): $F_{\text{impalc, TRASV}} = 0.30 \times N_{\text{app}} \times q_{6_H_trasv} = \mathbf{510 \text{ kN}}$

Altezza da appoggi a quota spiccato parete elev.: $h_{\text{elev}} = 4.00 \text{ m}$ (C + D + B, da geometria spalla più sollecitata)

Momento sismico longitudinale (100%) impalcato: $M_{\text{impalc, sisma, LONG}} = h_{\text{elev}} \times F_{\text{impalc, LONG}} = \mathbf{6800 \text{ kNm}}$

Momento sismico trasversale (30%) impalcato: $M_{\text{impalc, sisma, TRASV}} = h_{\text{elev}} \times F_{\text{impalc, TRASV}} = \mathbf{2040 \text{ kNm}}$

Vento ponte carico, trasversale (singolo appoggio): $q_{6_V_max, trasv} = 400 \text{ kN}$ (valore caratteristico)

Frenatura (longitudinale, singolo appoggio): $q_{3_long} = 150 \text{ kN}$ (valore caratteristico)

Termica uniforme, longitudinale (singolo appoggio): $q_{7_long} = 200 \text{ kN}$ (valore caratteristico)

Vento ponte carico, trasversale (totale): $q_{6, trasv, k} = N_{\text{app}} \times q_{6_V_max, trasv} = \mathbf{800 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)

Frenatura longitudinale (totale): $q_{3, long, k} = N_{\text{app}} \times q_{3_long} = \mathbf{300 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)

Termica uniforme longitudinale (totale): $q_{7, long, k} = N_{\text{app}} \times q_{7_long} = \mathbf{400 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)

Momento complessivo vento (caratteristico): $M_{6, trasv, k} = h_{\text{elev}} \times q_{6, trasv, k} = \mathbf{3200 \text{ kNm}}$ (trasversale)

Momento complessivo frenatura (caratteristico): $M_{3, long, k} = h_{\text{elev}} \times q_{3, long, k} = \mathbf{1200 \text{ kNm}}$ (longitudinale)

Momento complessivo termica uniforme (caratt.): $M_{7, long, k} = h_{\text{elev}} \times q_{7, long, k} = \mathbf{1600 \text{ kNm}}$ (longitudinale)

Azioni verticali su spiccato parete elevazione

Peso (caratteristico) elementi elevazione in c.a.: $N_{\text{Ed, k, CLS}} = 20063 \text{ kN}$ (da geometria spalla più sollecitata)

Scarichi verticali pesi (caratteristici) impalcato: $N_{\text{Ed, k, impalc}} = 6300 \text{ kN}$ (si veda somma totale scarichi sui 2 appoggi)

Inerzia sismica sisma verticale (basso-alto): $\Delta N_{\text{sisma, k, cls}} = 0.5 \times k_h \times N_{\text{Ed, k, CLS}} = \mathbf{2659 \text{ kN}}$ (in modulo)

$\Delta N_{\text{sisma, k, impalc}} = 0.5 \times k_h \times N_{\text{Ed, k, impalc}} = \mathbf{835 \text{ kN}}$ (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.): $Y_G = 237 \text{ cm}$ (sezione riferita allo spiccato)

Distanza asse appoggi da filo parete "C": $s_1 = 80 \text{ cm}$

Eccentricità azioni assiali appoggi da ber. G: $e_N = Y_G - s_1 = \mathbf{185 \text{ cm}}$ (si veda schema in figura più avanti)

Incremento (max) azione flettente longitudinale: $\Delta M_{\text{long, k}} = e_N \times N_{\text{Ed, k, impalc}} = \mathbf{11655 \text{ kNm}}$ (caratteristico)

$\Delta M_{\text{long, slv}} = e_N \times \Delta N_{\text{sisma, k, impalc}} = \mathbf{1545 \text{ kNm}}$

Scarico massimi carichi viaggianti (caratteristico): $F_{k, Z, viaggianti} = 3050 \text{ kN}$ (da azioni impalcato, non fattorizzato)

Incremento momento longitudinale per carichi viaggianti: $\Delta M_{\text{long, viagg}} = e_N \times F_{k, Z, viaggianti} = \mathbf{5643 \text{ kNm}}$

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

Azione assiale (compress.), con sisma verticale: $N_{\text{Ed, sisma}} = N_{\text{Ed, k, CLS}} + N_{\text{Ed, k, impalc}} - (\Delta N_{\text{sisma, k, cls}} + \Delta N_{\text{sisma, k, impalc}}) = \mathbf{22869 \text{ kN}}$ (viene considerato il valore minimo per verifica in pressoflessione)

Taglio azioni longitudinali: $V_{\text{Ed, sisma, long}} = F_{\text{terre, sisma, LONG}} + F_{\text{inerzia, LONG}} + F_{\text{impalc, LONG}} = \mathbf{14104 \text{ kN}}$

progettazione ati:

Flessione complessiva per azioni longitudinali:	$M_{Ed,sisma,long} = M_{Ed,sisma,LONG} + M_{Ed,inerzia,long} + M_{Impalc,sisma,LONG} + \Delta M_{long,slv}$ = 50457 kNm
Taglio azioni trasversali:	$V_{Ed,sisma,trasv} = F_{terre,sisma,TRASV} + F_{inerzia,TRASV} + F_{Impalc,TRASV} = 5155 \text{ kN}$
Flessione complessiva per azioni trasversali:	$M_{Ed,sisma,trasv} = M_{Ed,sisma,TRASV} + M_{Ed,inerzia,trasv} + M_{Impalc,sisma,TRASV} = 17198 \text{ kNm}$

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 spiccatto 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):	$F_{k,Z,viaggianti} = 3050 \text{ kN}$ (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):	$N_{Ed,SLU} = \gamma_{G1,2} \times N_{Ed,k,CLS} + \gamma_{G1,2} \times N_{Ed,k,impalc} + \gamma_{Q2,traffico} \times F_{k,Z,viaggianti} = 38678 \text{ kN}$

Azione variabile principale: vento trasversale a ponte carico

Azione complessiva di taglio trasversale:	$V_{Ed,SLU,TRASV} = \gamma_{G1,t} \times (F_{Q,k,TRASV} + F_{k,ripos,TRASV}) + \gamma_Q \times Q_{6,trasv,k} = 4156 \text{ kN}$
Azione complessiva di taglio longitudinale:	$V_{Ed,SLU,LONG} = \gamma_{G1,t} \times (F_{Q,k,LONG} + F_{k,ripos,LONG}) + \gamma_Q \times \gamma_{Q,traffico} \times Q_{3,long,k} + \gamma_Q \times \psi_{0T,2} \times Q_{7,long,k} = 6724 \text{ kN}$
Momento SLU per azioni trasversali:	$M_{Ed,SLU,TRASV} = \gamma_{G1,t} \times M_{Ed,k,trasv,terre} + \gamma_Q \times M_{6,trasv,k} = 13519 \text{ kNm}$
Momento SLU per azioni longitudinali:	$M_{Ed,SLU,LONG} = \gamma_{G1,2} \times \Delta M_{long,k} + \gamma_{G1,t} \times M_{Ed,k,long,terre} + \gamma_Q \times \gamma_{Q,traffico} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \gamma_Q \times \psi_{0T,2} \times M_{7,long,k} = 48011 \text{ kNm}$

progettazione ati:

11.8.4 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):

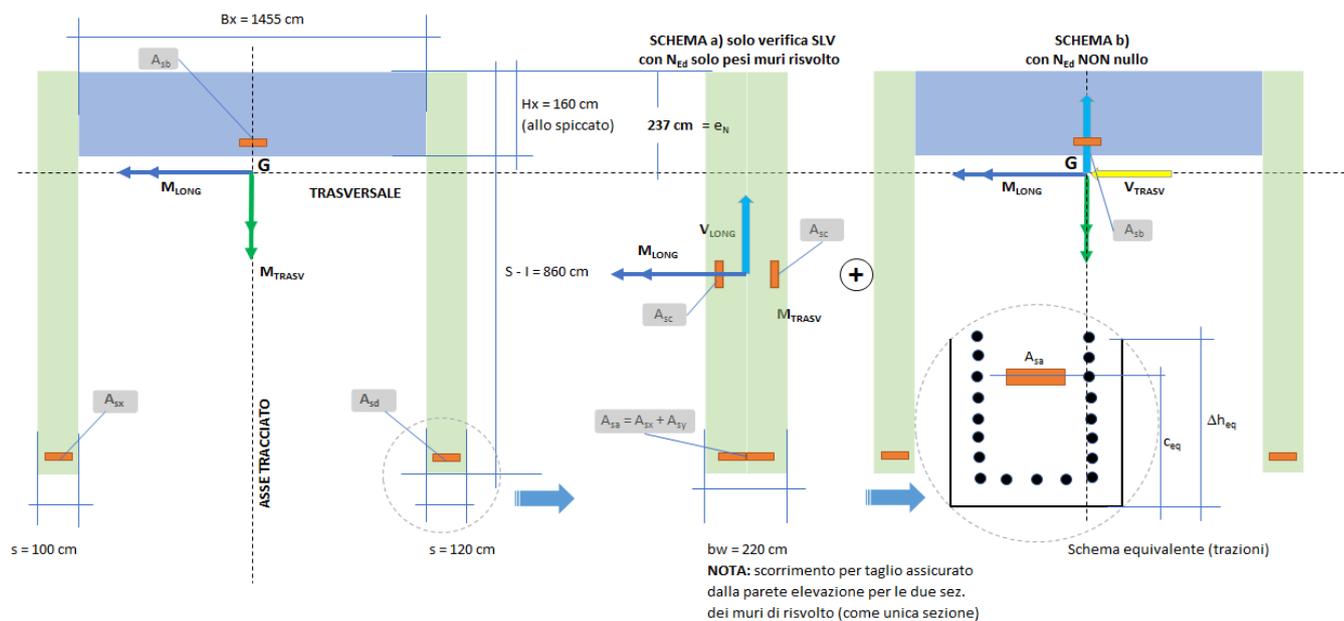


Figura 2 - Schemi resistenti adottati nella sezione allo spiccatto con l'estradosso del plinto. Schema a): flessione semplice retta ipotizzate in presenza delle sole azioni assiali dei loro pesi e in assenza del contributo a schiacciamento della sezione della parete di elevazione (asse neutro che taglia 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 rigidità degli elementi costituenti la sezione complessiva a "C" resistente.

11.8.5 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: $N_{Ed,min} = \min(N_{Ed,sisma}, N_{Ed,SLU}) = 22869 \text{ kN}$
 Combinazione con minimo carico assiale: "SLV"

Massimo momento longitudinale di progetto: $M_{Ed,max, LONG} = \max(M_{Ed,sisma,long}, M_{Ed,SLU, LONG}) = 50457 \text{ kNm}$
 Combinazione con max momento longitudinale: $M_{Ed,sisma,long} M_{Ed,SLU, LONG}$ "SLV"

Sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,b} = 22869 \text{ kN}$ da comb. "SLV"
 Sollecitazione flettente azioni longitudinali: $M_{LONG} = 50457 \text{ kNm}$ da comb. "SLV"

progettazione ati:

Sollecitazione di taglio azioni longitudinali: $V_{LONG} = 14104$ kN da comb. "SLV"

Sollecitazione flettente azioni trasversali: $M_{TRASV} = 17198$ kNm da comb. "SLV"

Sollecitazione di taglio azioni trasversali: $V_{TRASV} = 5155$ kN da comb. "SLV"

Sollecitazioni SLE-rara (azione del vento a ponte carico come azione principale)

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,rara} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{02} \times F_{k,Z,viaggianti} = 28651$ 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: $M_{Ed,long,rara} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{0,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{0,temp} \times M_{7,long,k} = 33184$ kNm

Azione flettente per azioni trasversali: $M_{Ed,trasv,rara} = M_{Ed,k,trasv,terre} + M_{6,trasv,k} = 11126$ kNm

Sollecitazioni SLE-frequente

Coefficienti per combinazione frequente: $\psi_{1,vento} = 0.2$ (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)

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,freq} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{2,viagg} \times F_{k,Z,viaggianti} = 26363$ kN

Azione flettente per azioni longitudinali: $M_{Ed,long,freq} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{2,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{2,temp} \times M_{7,long,k} = 27892$ kNm

Azione flettente per azioni trasversali: $M_{Ed,trasv,freq} = M_{Ed,k,trasv,terre} + \psi_{1,vento} \times M_{6,trasv,k} = 8566$ kNm

Sollecitazioni SLE-quasi permanente

Coefficienti per combinazione quasi permanente: $\psi_{2,vento} = 0.0$ (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)

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,qperm} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{2,viagg} \times F_{k,Z,viaggianti} = 26363$ kN

Azione flettente per azioni longitudinali: $M_{Ed,long,qperm} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{2,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{2,temp} \times M_{7,long,k} = 27892$ kNm

Azione flettente per azioni trasversali: $M_{Ed,trasv,qperm} = M_{Ed,k,trasv,terre} + \psi_{2,vento} \times M_{6,trasv,k} = 7926$ kNm

11.8.6 Sollecitazioni di calcolo e dimensioni assegnate alle sezioni resistenti

Si esegue la verifica della sezione resistente a "C" (sezione misurata allo spicco 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

progettazione ati:

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.

11.8.7 Elemento resistente: schema a): sezione equivalente dei due speroni assieme (solo per verifica SLV)

Larghezza sezione resistente inflessa: $b_{wa} = 220 \text{ cm}$
 Altezza sezione resistente inflessa: $h_{wa} = 860 \text{ cm}$
 Solo peso proprio muri di risolto + orecchie: $N_{Mrisv,k} = 2574 \text{ kN}$

Assiale ultimo: $N_{ASS} = \gamma_{G1,2} \times N_{Mrisv,k} = 3475 \text{ kN}$
 Momento longitudinale ultimo: $M_{LONG} = 50457 \text{ kNm}$
 Sollecitazione di taglio ultimo: $V_{LONG} = 14104 \text{ kN}$

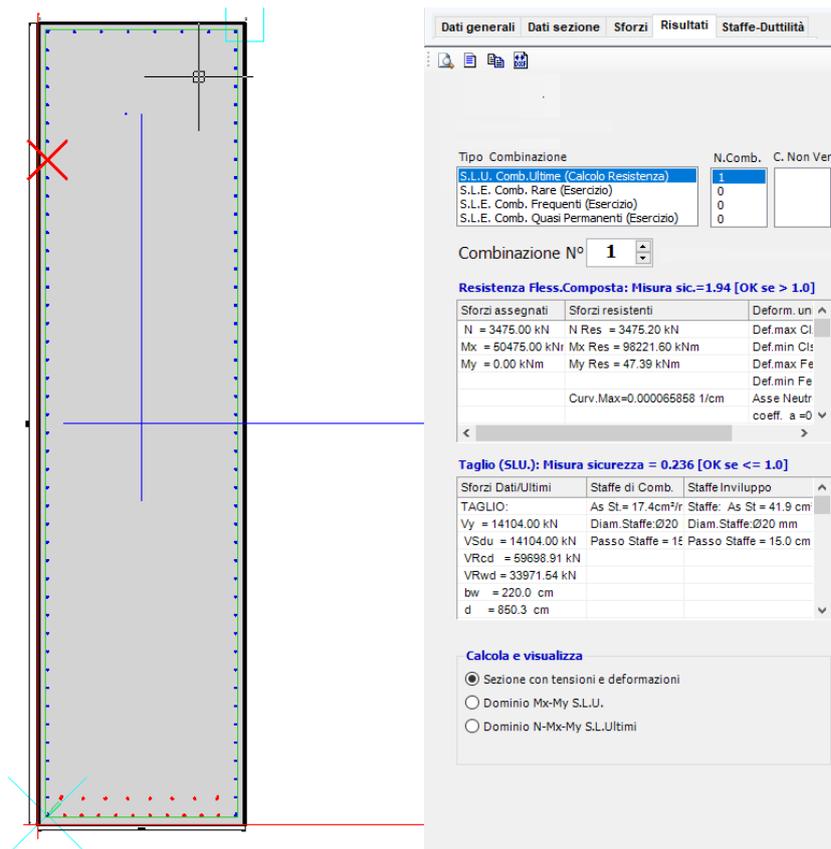


Figura 3 - Verifica SLV sezione resistente schema a): VERIFICATO - spiccato $\phi 22$ passo 20 cm + zona tesa infittita con layer interni per un totale di 18 $\phi 26$ (armature evidenziate in rosso). Staffe ferri esterni chiusi $\phi 20$ passo 200 cm (2 bracci resistenti).

progettazione ati:

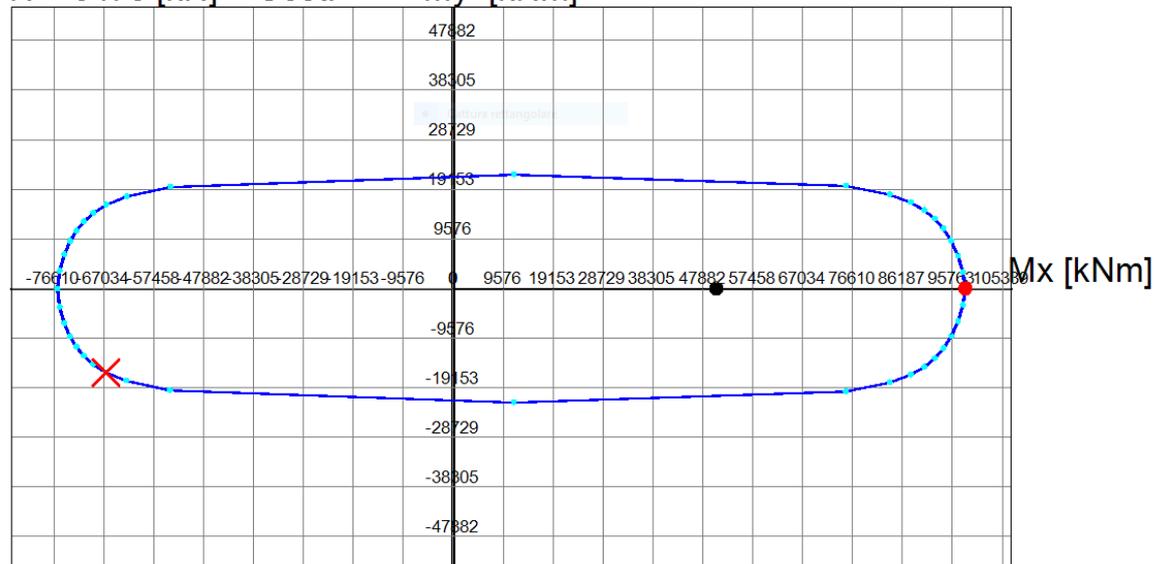
DOMINIO INTERAZIONE Mx-My (STATO LIMITE ULTIMO)

Nome Sezione: Sez_schema_A

Percorso File: C:\Users\mail neDrive\Desktop\LC_ALLA_Predim\SPICCATO PARETE ELEVAZIONE\Sez_schema_A.sez

N = 3475 [kN] = Cost.

My [kNm]



Passo Momenti Mx, My griglia = 9576 kNm

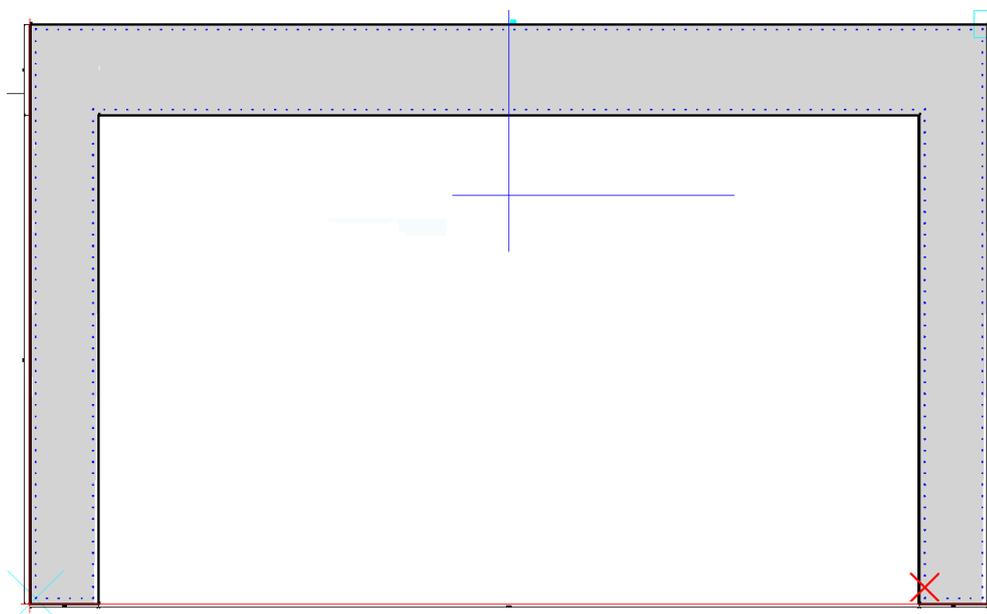
Figura 4 - Dominio interazione sezione resistente schema a): VERIFICATO

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":	$b_{wb} = 1455$ cm
Altezza sezione resistente inflessa a "C":	$h_{wb} = 860$ cm (pari alla lunghezza in pianta dei due speroni)
Azione assiale ultima (compressione):	$N_{Ed,b} = 22869$ kN
Momento longitudinale ultimo:	$M_{LONG} = 50457$ kNm
Momento trasversale ultimo:	$M_{TRASV} = 17198$ kNm
Taglio longitudinale ultimo:	$V_{LONG} = 14104$ kN
Sollecitazione di taglio ultima:	$V_{TRASV} = 5155$ kN
Assiale SLE-rara:	$N_{Ed,rara} = 28651$ kN
Momento longitudinale SLE-rara:	$M_{RA,b,long} = M_{Ed,long,rara} = 33184$ kNm
Momento trasversale SLE-rara:	$M_{RA,b,trasv} = M_{Ed,trasv,rara} = 11126$ kNm

progettazione ati:

Assiale SLE-frequente:	$N_{Ed,freq} = 26363 \text{ kN}$
Momento longitudinale SLE-frequente:	$M_{FR,b,long} = M_{Ed,long,freq} = 27892 \text{ kNm}$
Momento trasversale SLE-frequente:	$M_{FR,b,trasv} = M_{Ed,trasv,freq} = 8566 \text{ kNm}$
Assiale SLE-quasi permanente:	$N_{Ed,qperm} = 26363 \text{ kN}$
Momento longitudinale SLE-quasi permanente:	$M_{QP,b,long} = M_{Ed,long,qperm} = 27892 \text{ kNm}$
Momento trasversale SLE-quasi permanente:	$M_{QP,b,trasv} = M_{Ed,trasv,qperm} = 7926 \text{ kNm}$



Dati generali Dati sezione Sforzi Risultati Staffe-Duttilità

Tipo Combinazione N.Comb. C. Non Ver.

S.L.E. Comb. Freq. (Esercizio)	1	
S.L.E. Comb. Frequenti (Esercizio)	1	
S.L.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio)	1	

Combinazione N° **1**

Resistenza fless.Composta: Misura sic.=4.79 [OK se > 1.0]

Sforzi assegnati	Sforzi resistenti	Deform un
N = 22889.00 kN	N Res = 22889.04 kN	Def.max Ci
Mx = 60487.00 kNm	Mx Res = 243775.23 kNm	Def.min Ci
My = 17198.00 kNm	My Res = 82498.45 kNm	Def.max Fe
		Def.min Fe
	Curv.Max=0.000068094 1/cm	Asse Neutr
		coeff. a=0

< >

Taglio (S.L.U.): Misura sicurezza = 0.099 [OK se <= 1.0]

Sforzi Dati/Ultimi	Staffe di Comb.	Staffe involuppo
TAGLIO:	As St = 24.4cm ²	Staffe: As St = 62.8 cm
Vy = 14104.00 kN	Diam.Staffe:020	Diam.Staffe:020 mm
Vx = 6166.00 kN	Passo Staffe = 1C	Passo Staffe = 10.0 cm
VStu = 14164.10 kN		
VRcd = 143480.99 kN		
VRwd = 36479.03 kN		
bw = 727.3 cm		

Calcolo e visualizza

Sezione con tensioni e deformazioni

Dominio Mx-My S.L.U.

Dominio N-Mx-My S.L.U.ultimi

Figura 5 - Verifica resistenza sezione schema b): VERIFICATO – allo spiccatto $\phi 22$ – passo 20 cm

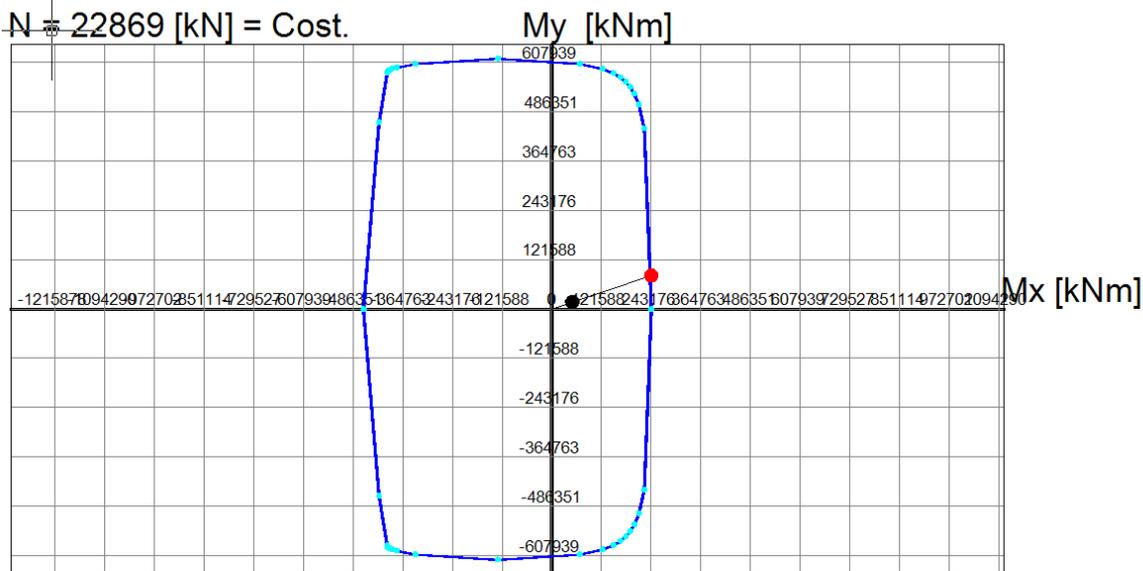
progettazione ati:

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

$N = 22869 \text{ [kN]} = \text{Cost.}$



Passo Momenti Mx, My griglia = 121588 kNm

Figura 6 - Dominio di interazione stato limite ultimo: VERIFICATO

progettazione ati:

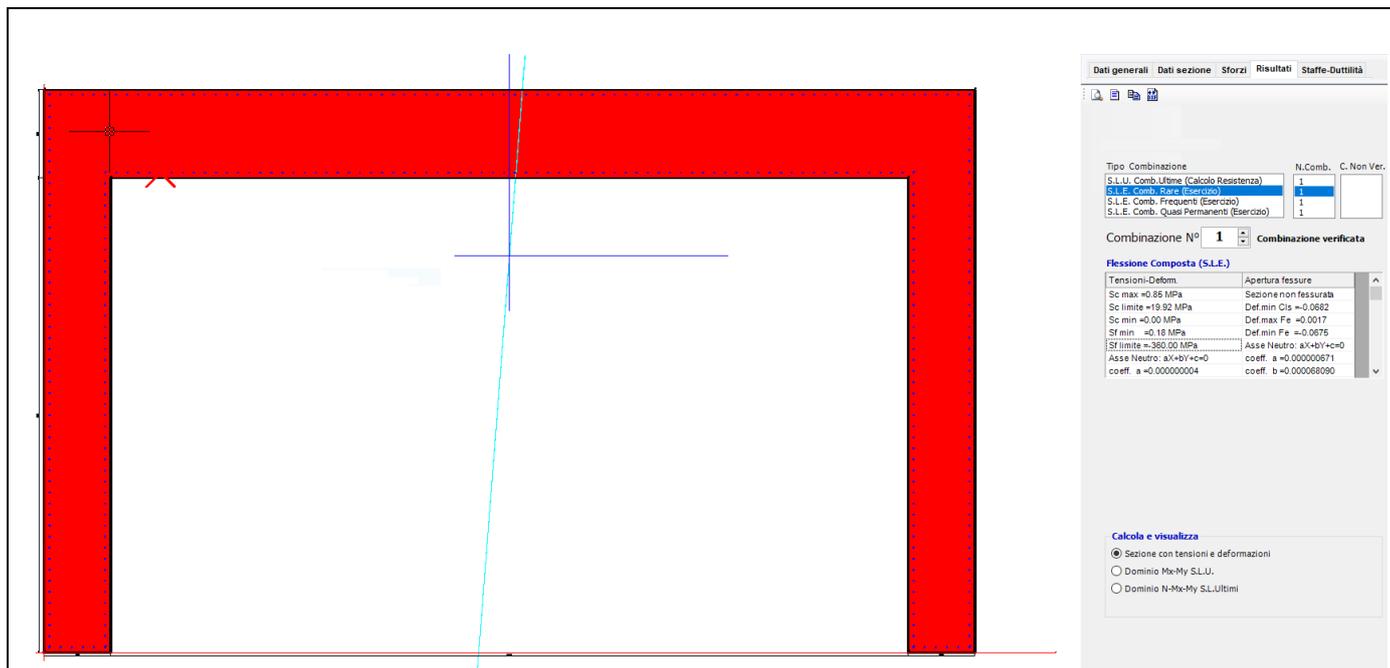


Figura 7 - Verifica SLE più gravosa: tensioni sotto i limiti, sezione non fessurata: VERIFICATO

progettazione ati:

11.9 Verifica parete di elevazione – Spalla B

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	$\beta_m = 1.00$ (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:	$h_{\text{wall}} = 798 \text{ cm}$ da geometria spalla più sollecitata (M + N + O)

progettazione ati:

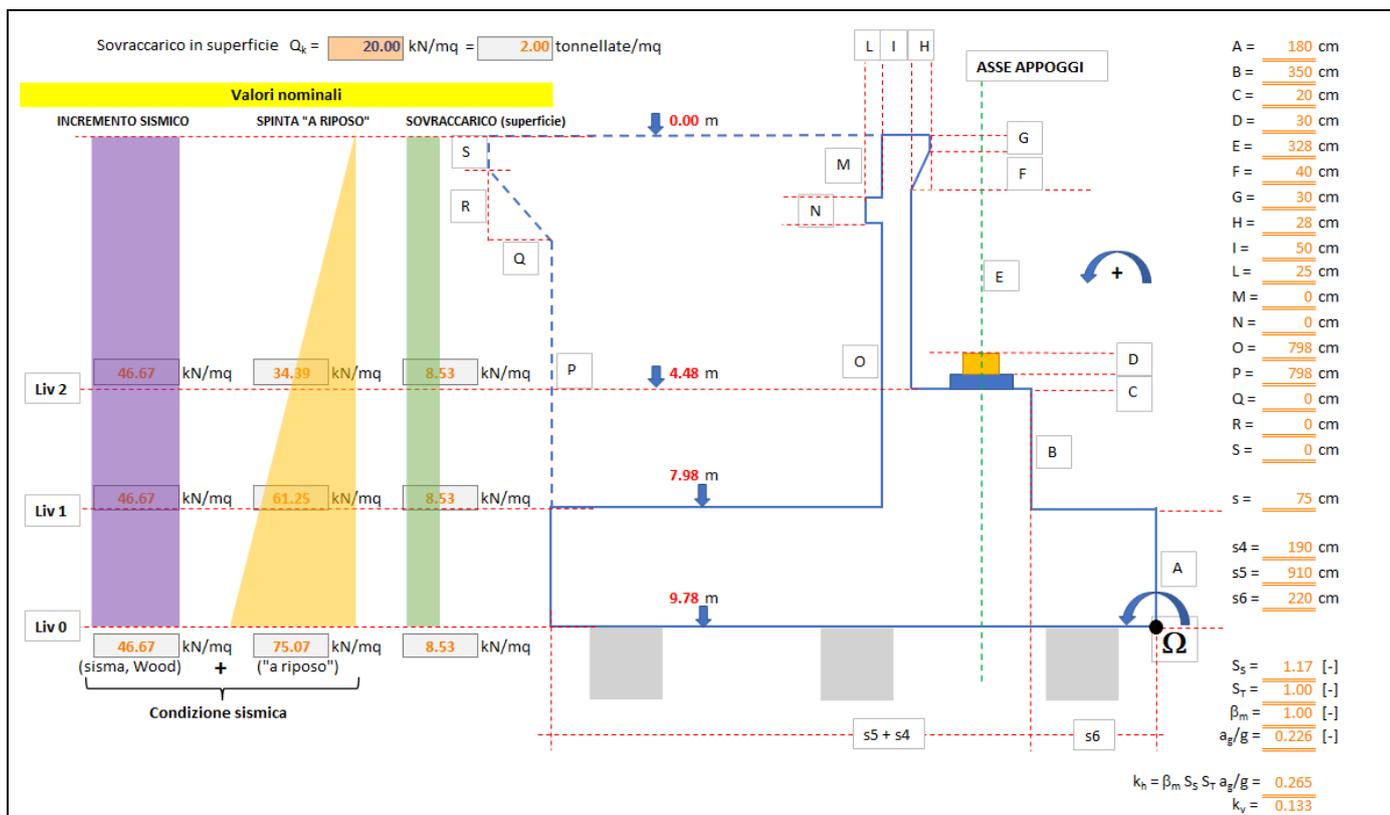


Figura 8 - Schema di calcolo (qualitativo). Misure rappresentate non in scala. Valori calcolati su Excel. Per le verifiche delle sezioni in c.a. si considerano le grandezze effettive di carpenteria (vedere tavole di disegno allegate)

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.

11.9.3 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): $\sigma_{p,max} = \gamma \times h_{wall} \times k_0 = 61.25 \text{ kN/m}^2$

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

Altezza complessiva su cui è valutata la spinta alla Wood: $h_{wood} = 9.78 \text{ m}$ (assunto per sicurezza al posto di h_{wall})

Incremento pressione orizzontale alla Wood (costante): $\Delta\sigma_{wood} = \gamma \times h_{wood} \times k_h = 46.67 \text{ kN/m}^2$

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

Larghezza parete di elevazione spalla: $L_{trasv} = 16.75 \text{ m}$ (da geometria spalla più sollecitata)

Spinta "a riposo" (statica): $F_{k,riposi, LONG} = 0.5 \times \sigma_{p,max} \times L_{trasv} \times h_{wall} = 4094 \text{ kN}$

Massimo incremento taglio longitudinale terreni: $\Delta F_{k,sisma, LONG} = L_{trasv} \times h_{wall} \times \Delta\sigma_{wood} = 6238 \text{ kN}$

progettazione ati:

Taglio sismico terreni (complessivo longitudinale): $F_{\text{terre,sisma, LONG}} = F_{\text{k,ripos, LONG}} + \Delta F_{\text{k,sisma, LONG}} = \mathbf{10331 \text{ kN}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione long.): $M_{\text{Ed,sisma, LONG}} = (h_{\text{wall}}/3) \times F_{\text{k,ripos, LONG}} + (h_{\text{wall}}/2) \times \Delta F_{\text{k,sisma, LONG}} = \mathbf{35778 \text{ kNm}}$

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

Larghezza interna parete di risvolto: $L_{\text{long}} = \mathbf{860 \text{ cm}}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Spinta “a riposo” (statica): $F_{\text{k,ripos, TRASV}} = 0.5 \times \sigma_{\text{p,max}} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{2102 \text{ kN}}$
 Incremento taglio trasversali terreni: $\Delta F_{\text{k,sisma, TRASV}} = 2 \times [0.30 \times (L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} \times \Delta \sigma_{\text{wood}})] = \mathbf{1922 \text{ kN}}$

Taglio sismico terreni (complessivo trasversale): $F_{\text{terre,sisma, TRASV}} = F_{\text{k,ripos, TRASV}} + \Delta F_{\text{k,sisma, TRASV}} = \mathbf{4023 \text{ kN}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione trasv.): $M_{\text{Ed,sisma, TRASV}} = (h_{\text{wall}}/3) \times F_{\text{k,ripos, TRASV}} + (h_{\text{wall}}/2) \times \Delta F_{\text{k,sisma, TRASV}} = \mathbf{13258 \text{ kNm}}$

Inerzie muri, pareti in c.a. e terreno imbarcato

Inerzia plinto di fondazione (a detrarre): $F_{\text{inerzia, plinto}} = \mathbf{2708.5 \text{ kN}}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Inerzia complessiva spalle+plinto+terreno imbarc.: $F_{\text{tot, spalla}} = \mathbf{4781 \text{ kN}}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Inerzia pareti c.a. in direzione longitudinale (100%): $F_{\text{inerzia, LONG}} = F_{\text{tot, spalla}} - F_{\text{inerzia, plinto}} = \mathbf{2073 \text{ kN}}$ (allo spiccato sez. “C”)
 Decremento di peso sismico verticale (basso-alto): $\Delta N_{\text{Ed,sisma, vert}} = 0.5 \times F_{\text{inerzia, LONG}} = \mathbf{1036 \text{ kN}}$ (in modulo)
 Inerzia pareti c.a. in direzione trasversale (30%): $F_{\text{inerzia, TRASV}} = 0.30 \times F_{\text{inerzia, LONG}} = \mathbf{622 \text{ kN}}$
 Valore quota baricentro pareti elevazione: $\zeta = \mathbf{0.383}$ per unità di altezza h_{wall} (da geometria spalla più sollecitata)
 Momento flettente allo spiccato (inflexione long.): $M_{\text{Ed, inerzia, long}} = \zeta \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{inerzia, LONG}} = \mathbf{6334 \text{ kNm}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione trasv.): $M_{\text{Ed, inerzia, trasv}} = \zeta \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{inerzia, TRASV}} = \mathbf{1900 \text{ kNm}}$

Spinte statiche dei terreni (valori caratteristici)

Taglio longitudinale per sovraccarico di superficie: $F_{\text{Q,k, LONG}} = \sigma_{0,p} \times L_{\text{trasv}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{1140 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Taglio trasversale per sovraccarico di superficie: $F_{\text{Q,k, TRASV}} = \sigma_{0,p} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{585 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Taglio per spinta “a riposo” longitudinale: $F_{\text{k,ripos, LONG}} = 0.5 \times \sigma_{\text{p,max}} \times L_{\text{trasv}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{4094 \text{ kN}}$ (val. caratteristico)
 Taglio per spinta “a riposo” trasversale: $F_{\text{k,ripos, TRASV}} = 0.5 \times \sigma_{\text{p,max}} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{2102 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Momento per spinte complessive longitudinali: $M_{\text{Ed,k, long, terre}} = 0.5 \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{Q,k, LONG}} + (h_{\text{wall}}/3) \times F_{\text{k,ripos, LONG}} = \mathbf{15437 \text{ kNm}}$ (spinta costante e triangolare)
 Momento per spinte complessive trasversali: $M_{\text{Ed,k, trasv, terre}} = 0.5 \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{Q,k, TRASV}} + (h_{\text{wall}}/3) \times F_{\text{k,ripos, TRASV}} = \mathbf{7926 \text{ kNm}}$ (spinta costante e triangolare)

Sollecitazioni caratteristiche scaricate da impalcato (valori caratteristici)

Numero di appoggi su singola spalla: $N_{\text{app}} = \mathbf{2}$ appoggi per singola spalla
 Azione trasversale per sisma (singolo appoggio): $q_{6,H, trasv} = \mathbf{800 \text{ kN}}$
 Azione longitudinale per sisma (singolo appoggio): $q_{6,H, long} = \mathbf{850 \text{ kN}}$

progettazione ati:

Taglio sismico longitudinale da impalcato (100%): $F_{\text{impalc, LONG}} = N_{\text{app}} \times q_{6_H_long} = \mathbf{1700 \text{ kN}}$

Taglio sismico trasversale da impalcato (30%): $F_{\text{impalc, TRASV}} = 0.30 \times N_{\text{app}} \times q_{6_H_trasv} = \mathbf{480 \text{ kN}}$

Altezza da appoggi a quota spiccato parete elev.: $h_{\text{elev}} = \mathbf{4.00 \text{ m}}$ (C + D + B, da geometria spalla più sollecitata)

Momento sismico longitudinale (100%) impalcato: $M_{\text{impalc, sisma, LONG}} = h_{\text{elev}} \times F_{\text{impalc, LONG}} = \mathbf{6800 \text{ kNm}}$

Momento sismico trasversale (30%) impalcato: $M_{\text{impalc, sisma, TRASV}} = h_{\text{elev}} \times F_{\text{impalc, TRASV}} = \mathbf{1920 \text{ kNm}}$

Vento ponte carico, trasversale (singolo appoggio): $q_{6_V_max, trasv} = \mathbf{400 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)

Frenatura (longitudinale, singolo appoggio): $q_{3_long} = \mathbf{150 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)

Termica uniforme, longitudinale (singolo appoggio): $q_{7_long} = \mathbf{200 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)

Vento ponte carico, trasversale (totale): $q_{6, trasv, k} = N_{\text{app}} \times q_{6_V_max, trasv} = \mathbf{800 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)

Frenatura longitudinale (totale): $q_{3, long, k} = N_{\text{app}} \times q_{3_long} = \mathbf{300 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)

Termica uniforme longitudinale (totale): $q_{7, long, k} = N_{\text{app}} \times q_{7_long} = \mathbf{400 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)

Momento complessivo vento (caratteristico): $M_{6, trasv, k} = h_{\text{elev}} \times q_{6, trasv, k} = \mathbf{3200 \text{ kNm}}$ (trasversale)

Momento complessivo frenatura (caratteristico): $M_{3, long, k} = h_{\text{elev}} \times q_{3, long, k} = \mathbf{1200 \text{ kNm}}$ (longitudinale)

Momento complessivo termica uniforme (caratt.): $M_{7, long, k} = h_{\text{elev}} \times q_{7, long, k} = \mathbf{1600 \text{ kNm}}$ (longitudinale)

Azioni verticali su spiccato parete elevazione

Peso (caratteristico) elementi elevazione in c.a.: $N_{\text{Ed, k, CLS}} = \mathbf{20063 \text{ kN}}$ (da geometria spalla più sollecitata)

Scarichi verticali pesi (caratteristici) impalcato: $N_{\text{Ed, k, impalc}} = \mathbf{6000 \text{ kN}}$ (si veda somma totale scarichi sui 2 appoggi)

Inerzia sismica sisma verticale (basso-alto): $\Delta N_{\text{sisma, k, cls}} = 0.5 \times k_h \times N_{\text{Ed, k, CLS}} = \mathbf{2659 \text{ kN}}$ (in modulo)

$\Delta N_{\text{sisma, k, impalc}} = 0.5 \times k_h \times N_{\text{Ed, k, impalc}} = \mathbf{795 \text{ kN}}$ (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.): $Y_G = \mathbf{237 \text{ cm}}$ (sezione riferita allo spiccato)

Distanza asse appoggi da filo parete "C": $s_1 = \mathbf{80 \text{ cm}}$

Eccentricità azioni assiali appoggi da ber. G: $e_N = Y_G - s_1 = \mathbf{157 \text{ cm}}$ (si veda schema in figura più avanti)

Incremento (max) azione flettente longitudinale: $\Delta M_{\text{long, k}} = e_N \times N_{\text{Ed, k, impalc}} = \mathbf{9420 \text{ kNm}}$ (caratteristico)

$\Delta M_{\text{long, slv}} = e_N \times \Delta N_{\text{sisma, k, impalc}} = \mathbf{1249 \text{ kNm}}$

Scarico massimi carichi viaggianti (caratteristico): $F_{k, Z, viaggianti} = \mathbf{3050 \text{ kN}}$ (da azioni impalcato, non fattorizzato)

Incremento momento longitudinale per carichi viaggianti: $\Delta M_{\text{long, viagg}} = e_N \times F_{k, Z, viaggianti} = \mathbf{4789 \text{ kNm}}$

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

Azione assiale (compress.), con sisma verticale: $N_{\text{Ed, sisma}} = N_{\text{Ed, k, CLS}} + N_{\text{Ed, k, impalc}} - (\Delta N_{\text{sisma, k, cls}} + \Delta N_{\text{sisma, k, impalc}}) = \mathbf{22608 \text{ kN}}$ (viene considerato il valore minimo per verifica in pressoflessione)

Taglio azioni longitudinali: $V_{\text{Ed, sisma, long}} = F_{\text{terre, sisma, LONG}} + F_{\text{inerzia, LONG}} + F_{\text{impalc, LONG}} = \mathbf{14104 \text{ kN}}$

progettazione ati:

Flessione complessiva per azioni longitudinali:	$M_{Ed,sisma,long} = M_{Ed,sisma,LONG} + M_{Ed,inerzia,long} + M_{Impalc,sisma,LONG} + \Delta M_{long,slv}$ = 50161 kNm
Taglio azioni trasversali:	$V_{Ed,sisma,trasv} = F_{terre,sisma,TRASV} + F_{inerzia,TRASV} + F_{Impalc,TRASV} = 5125 \text{ kN}$
Flessione complessiva per azioni trasversali:	$M_{Ed,sisma,trasv} = M_{Ed,sisma,TRASV} + M_{Ed,inerzia,trasv} + M_{Impalc,sisma,TRASV} = 17078 \text{ kNm}$

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 spiccatto 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):	$F_{k,Z,viaggianti} = 3050 \text{ kN}$ (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):	$N_{Ed,SLU} = \gamma_{G1,2} \times N_{Ed,k,CLS} + \gamma_{G1,2} \times N_{Ed,k,impalc} + \gamma_{Q2,traffico} \times F_{k,Z,viaggianti} = 38273 \text{ kN}$

Azione variabile principale: vento trasversale a ponte carico

Azione complessiva di taglio trasversale:	$V_{Ed,SLU,TRASV} = \gamma_{G1,t} \times (F_{Q,k,TRASV} + F_{k,ripos,TRASV}) + \gamma_Q \times Q_{6,trasv,k} = 4156 \text{ kN}$
Azione complessiva di taglio longitudinale:	$V_{Ed,SLU,LONG} = \gamma_{G1,t} \times (F_{Q,k,LONG} + F_{k,ripos,LONG}) + \gamma_Q \times \gamma_{Q,traffico} \times Q_{3,long,k} + \gamma_Q \times \psi_{0T,2} \times Q_{7,long,k} = 6724 \text{ kN}$
Momento SLU per azioni trasversali:	$M_{Ed,SLU,TRASV} = \gamma_{G1,t} \times M_{Ed,k,trasv,terre} + \gamma_Q \times M_{6,trasv,k} = 13519 \text{ kNm}$
Momento SLU per azioni longitudinali:	$M_{Ed,SLU,LONG} = \gamma_{G1,2} \times \Delta M_{long,k} + \gamma_{G1,t} \times M_{Ed,k,long,terre} + \gamma_Q \times \gamma_{Q,traffico} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \gamma_Q \times \psi_{0T,2} \times M_{7,long,k} = 43265 \text{ kNm}$

progettazione ati:

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):

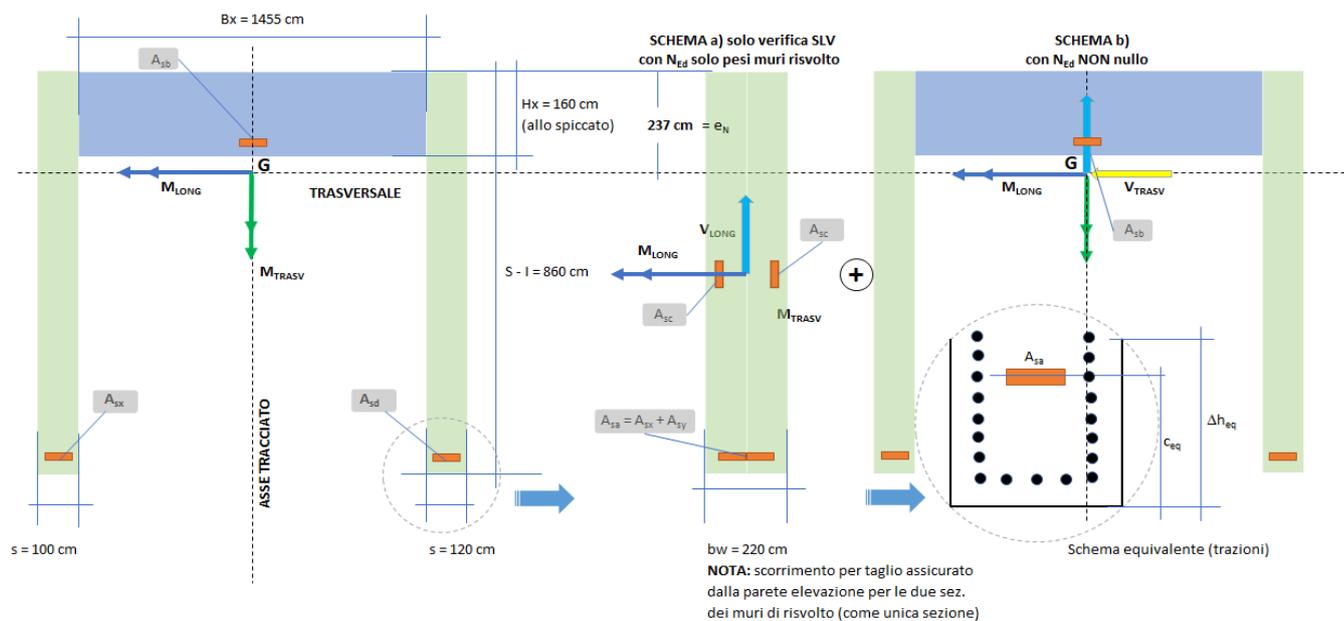


Figura 9 - Schemi resistenti adottati nella sezione allo spiccatto con l'estradosso del plinto. Schema a): flessione semplice retta ipotizzate in presenza delle sole azioni assiali dei loro pesi e in assenza del contributo a schiacciamento della sezione della parete di elevazione (asse neutro che taglia 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 rigidità 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: $N_{Ed,min} = \min(N_{Ed,sisma}, N_{Ed,SLU}) = 22608$ kN
 Combinazione con minimo carico assiale: "SLV"

Massimo momento longitudinale di progetto: $M_{Ed,max, LONG} = \max(M_{Ed,sisma, long}, M_{Ed,SLU, LONG}) = 50161$ 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): $N_{Ed,b} = 22608$ kN da comb. "SLV"
 Sollecitazione flettente azioni longitudinali: $M_{LONG} = 50161$ kNm da comb. "SLV"

progettazione ati:

Sollecitazione di taglio azioni longitudinali: $V_{LONG} = 14104$ kN da comb. "SLV"

Sollecitazione flettente azioni trasversali: $M_{TRASV} = 17078$ kNm da comb. "SLV"

Sollecitazione di taglio azioni trasversali: $V_{TRASV} = 5125$ kN da comb. "SLV"

Sollecitazioni SLE-rara (azione del vento a ponte carico come azione principale)

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,rara} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{02} \times F_{k,Z,viaggianti} = 28351$ 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: $M_{Ed,long,rara} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{0,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{0,temp} \times M_{7,long,k} = 30309$ kNm

Azione flettente per azioni trasversali: $M_{Ed,trasv,rara} = M_{Ed,k,trasv,terre} + M_{6,trasv,k} = 11126$ kNm

Sollecitazioni SLE-frequente

Coefficienti per combinazione frequente: $\psi_{1,vento} = 0.2$ (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)

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,freq} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{2,viagg} \times F_{k,Z,viaggianti} = 26063$ kN

Azione flettente per azioni longitudinali: $M_{Ed,long,freq} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{2,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{2,temp} \times M_{7,long,k} = 25657$ kNm

Azione flettente per azioni trasversali: $M_{Ed,trasv,freq} = M_{Ed,k,trasv,terre} + \psi_{1,vento} \times M_{6,trasv,k} = 8566$ kNm

Sollecitazioni SLE-quasi permanente

Coefficienti per combinazione quasi permanente: $\psi_{2,vento} = 0.0$ (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)

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,qperm} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{2,viagg} \times F_{k,Z,viaggianti} = 26063$ kN

Azione flettente per azioni longitudinali: $M_{Ed,long,qperm} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{2,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{2,temp} \times M_{7,long,k} = 25657$ kNm

Azione flettente per azioni trasversali: $M_{Ed,trasv,qperm} = M_{Ed,k,trasv,terre} + \psi_{2,vento} \times M_{6,trasv,k} = 7926$ 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 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

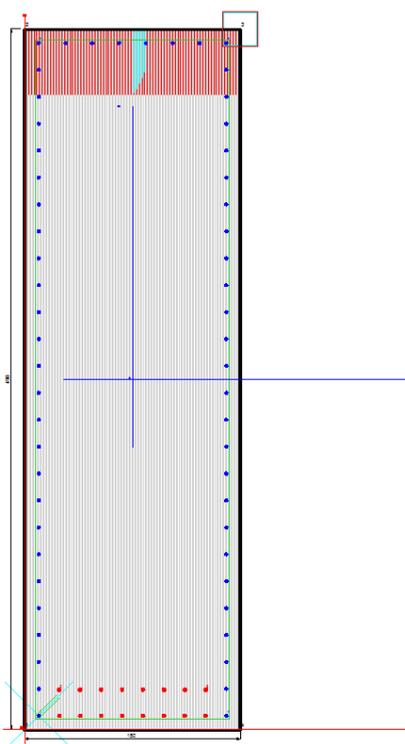
progettazione ati:

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.

Elemento resistente: schema a): sezione equivalente dei due speroni assieme (solo per verifica SLV)

Larghezza sezione resistente inflessa: $b_{wa} = 220$ cm
 Altezza sezione resistente inflessa: $h_{wa} = 860$ cm
 Solo peso proprio muri di risvolto + orecchie: $N_{Mrisv,k} = 2574$ kN

Assiale ultimo: $N_{ASS} = \gamma_{G1,2} \times N_{Mrisv,k} = 3475$ kN
 Momento longitudinale ultimo: $M_{LONG} = 50161$ kNm
 Sollecitazione di taglio ultimo: $V_{LONG} = 14104$ kN



sezio n e verificata		
Tipo Combinazione	N.Comb.	C. Non Ver.
S.L.U. Comb. Ultime (Calcolo Resistenza)	1	
S.L.E. Comb. Rare (Esercizio)	1	
S.L.E. Comb. Frequenti (Esercizio)	1	
S.L.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio)	1	
Combinazione N° 1 Combinazione verificata		
Resistenza Fless.Composta: Misura sic.=1.61 [OK se > 1.0]		
Sforzi assegnati	Sforzi resistenti	Deform. un
N = 1720.00 kN	N Res = 1719.72 kN	Def.max Cl
Mx = 22518.00 kNm	Mx Res = 36375.06 kNm	Def.min Cl
My = 0.00 kNm	My Res = 0.00 kNm	Def.max Fe
		Def.min Fe
	Curv.Max=0.000078436 1/cm	Asse Neutr
	As tot.= 305.4 cm²	coeff. a=0
Taglio (S.L.U.): Misura sicurezza = 0.170 [OK se <= 1.0]		
Sforzi Dati/Ultimi	Staffe di Comb.	Staffe Inviluppo
TAGLIO:	As St = 8.6cm²/m	Staffe: As St = 41.9 cm
Vy = 3871.00 kN	Diam.Staffe:Ø20	Diam.Staffe:Ø20 mm
VSdu = 3871.00 kN	Passo Staffe = 15	Passo Staffe = 15.0 cm
VRcd = 22741.58 kN		
VRwd = 18930.85 kN		
bw = 150.0 cm		
d = 480.3 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		

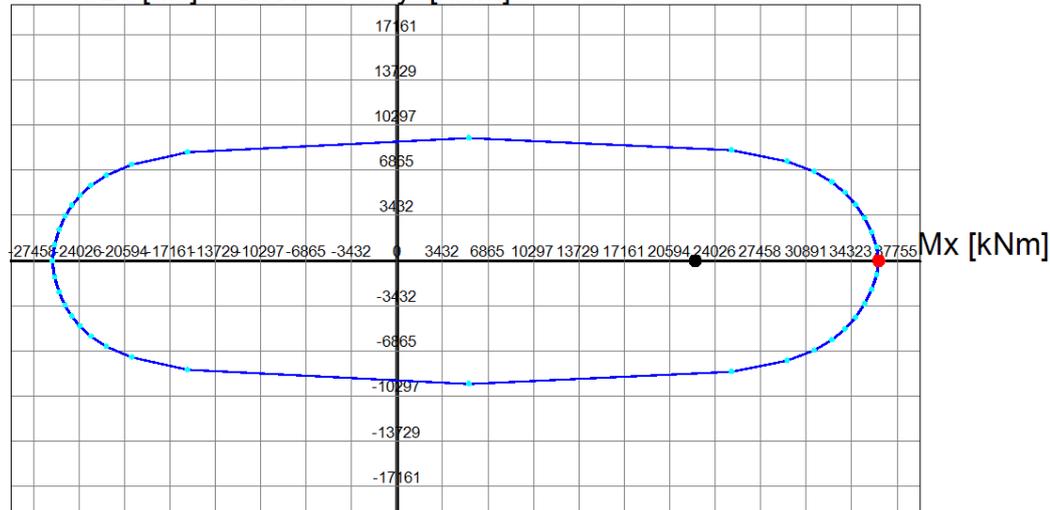
Figura 10 - Verifica SLV sezione resistente schema a): VERIFICATO - spiccato $\phi 22$ passo 20 cm + zona tesa infittita con layer interni per un totale di $16\phi 26$ (armature evidenziate in rosso). Staffe ferri esterni chiusi $\phi 20$ passo 200 cm (2 bracci resistenti).

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 11 - Dominio interazione sezione resistente schema a): VERIFICATO

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": $b_{wb} = 1455$ cm
 Altezza sezione resistente inflessa a "C": $h_{wb} = 860$ cm (pari alla lunghezza in pianta dei due speroni)

Azione assiale ultima (compressione): $N_{Ed,b} = 22608$ kN
 Momento longitudinale ultimo: $M_{LONG} = 50161$ kNm
 Momento trasversale ultimo: $M_{TRASV} = 17078$ kNm
 Taglio longitudinale ultimo: $V_{LONG} = 14104$ kN
 Sollecitazione di taglio ultima: $V_{TRASV} = 5125$ kN

Assiale SLE-rara: $N_{Ed,rara} = 28351$ kN
 Momento longitudinale SLE-rara: $M_{RA,b,long} = M_{Ed,long,rara} = 30309$ kNm
 Momento trasversale SLE-rara: $M_{RA,b,trasv} = M_{Ed,trasv,rara} = 11126$ kNm

Assiale SLE-frequente: $N_{Ed,freq} = 26063$ kN
 Momento longitudinale SLE-frequente: $M_{FR,b,long} = M_{Ed,long,freq} = 25657$ kNm
 Momento trasversale SLE-frequente: $M_{FR,b,trasv} = M_{Ed,trasv,freq} = 8566$ kNm

progettazione ati:

Assiale SLE-quasi permanente: $N_{Ed,qperm} = 26063 \text{ kN}$
 Momento longitudinale SLE-quasi permanente: $M_{QP,b,long} = M_{Ed,long,qperm} = 25657 \text{ kNm}$
 Momento trasversale SLE-quasi permanente: $M_{QP,b,trasv} = M_{Ed,trasv,qperm} = 7926 \text{ kNm}$

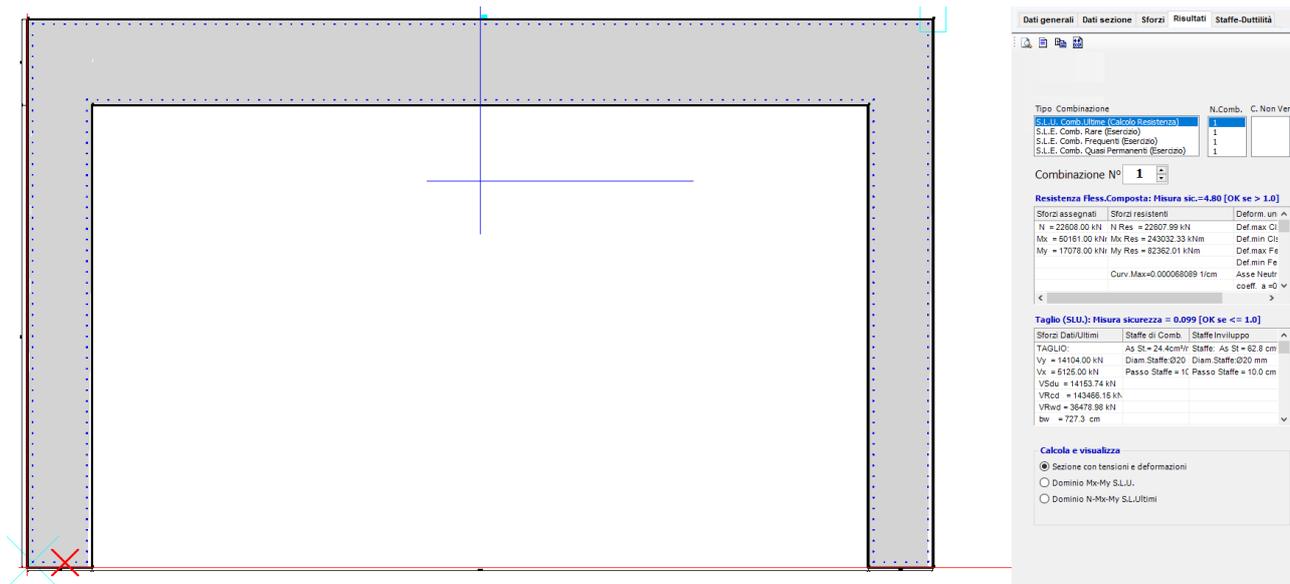


Figura 12 - Verifica resistenza sezione schema b): VERIFICATO – allo spiccato $\phi 22$ – passo 20 cm

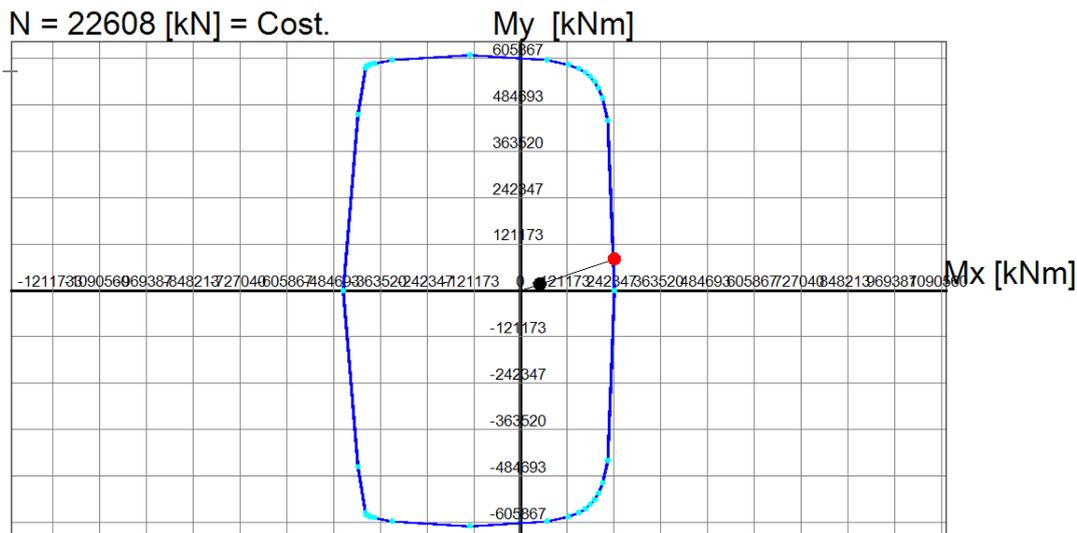
progettazione ati:

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 = 22608 [kN] = Cost.



Passo Momenti Mx, My griglia = 121173 kNm

Figura 13 - Dominio di interazione stato limite ultimo: VERIFICATO

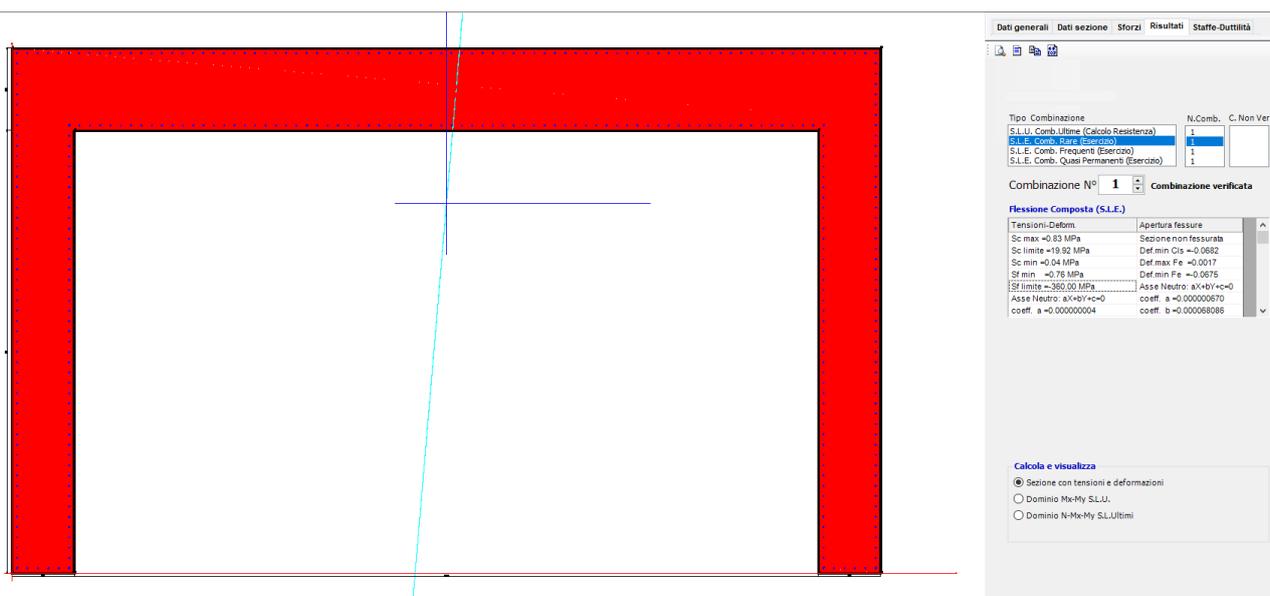


Figura 14 - Verifica SLE più gravosa: tensioni sotto i limiti, sezione non fessurata: VERIFICATO

progettazione ati:

11.10 Verifica cordolo

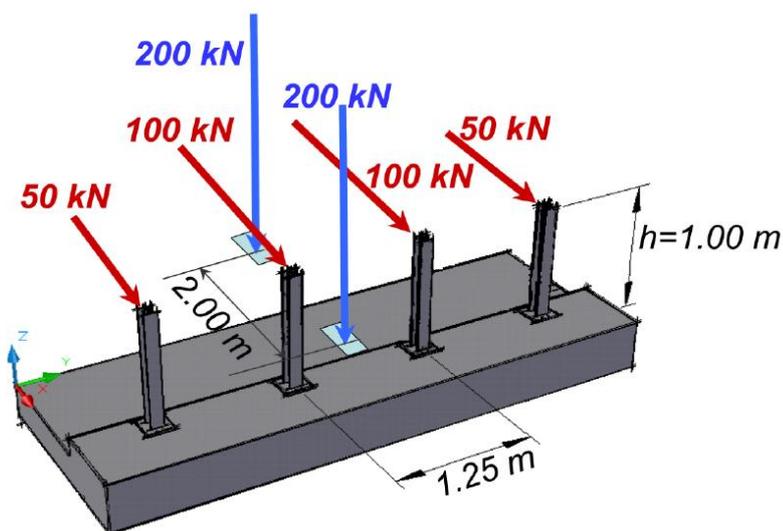
Si adotta una procedura semplificata in sicurezza. Si ipotizza che il montante del sicurvia si mantenga indeformabile durante l'urto e che le connessioni tra muro/cordolo e montanti presentino resistenza a trazione e taglio sufficienti a plasticizzazione e che l'aderenza tra ancoranti e calcestruzzo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

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 carico concentrato:	$h = \min(h_1, h_2) = 1.00 \text{ m}$ (misurata dal piano viario)

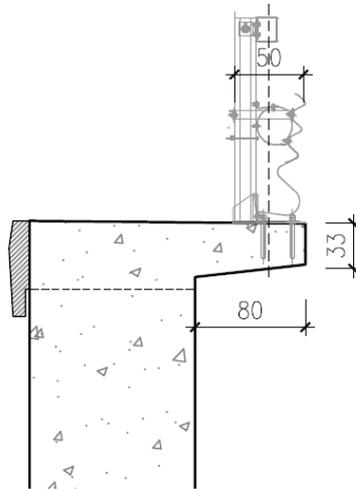
Considerando le spinte dei terreni come carichi permanenti G_1 (si veda NTC2018 par. 6.2.4.2, tab. 6.2.III) e le azioni d'urto come azioni eccezionali A_d , si utilizzerà la combinazione di carico (da NTC2018, par. 2.5.3, eq. 2.5.6) nella seguente forma:

$$G_1 + G_2 + A_d$$

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



progettazione ati:



Altezza sezione resistente cordolo	$d_{steel} = 26$ cm (valore medio tra superficie di urto e superficie interna montante resistente)
Braccio di forza urto	$h_{urto} = 1.00$ m + 0.26 m = 1.26 m
Sollecitazione flettente di progetto:	$M_{Ed,loc} = (100$ kN) \times $h_{urto} / (1.25$ m) = 100.00 kNm/m
Copriferro staffe:	$c_{nom} = 45$ mm
Staffature (esterne)	$\phi_{staffe} = 14$ mm
Altezza utile armature tese cordolo:	$d_{crd} = 330$ mm – ($c_{nom} + \phi_{staffe}$) = 271 mm
Tensione di progetto acciai:	$f_{yd} = 391$ N/mm ²
Area armatura a flessione richiesta:	$A_{s,crd} = M_{Ed,loc} / [0.9 \times d_{crd} \times f_{yd}] = 1057$ mm ² /m
Passo bracci staffatura (dir. longitudinale)	$s_w = 150$ mm (su sezione resistente larga $b_w = 1$ m)
Numero bracci resistenti (per 1 m long.)	$N_{bw} = (1.00$ m) / $s_w = 6.7$ (equivalenti)
Area staffatura resistente (per 1 m long.)	$A_{sw} = N_{bw} \times (\pi \times \phi_{staffe}^2 / 4) / s_w = 6842$ mm ² /m
Taglio (minimo) portato (con $\cot\theta = 1.50$)	$V_{Rd,min} = A_{sw} \times d_{crd} \times 0.9 \times f_{yd} = 652$ kN
Trazione armature tese (minimo valore, flessione)	$T_{d,min} = (A_{s,crd} \times f_{yd}) \times 1$ m = 413 kN
Coefficiente di incrudimento armature a flessione	$\gamma_{Rd} = 1.30$; (incrudimento acciai tesi)
Taglio di progetto massimo	$V_{Ed,max} = \gamma_{Rd} \times T_{d,min} = 537$ kN; < $V_{Rd,min}$ (verificato)
Massimo scheacciamento biella compressa cls.;	$V_{Rd,max} = 870$ kN > $V_{Ed,max}$ (verificato, con $\cot\theta = 1.50$)

progettazione ati:

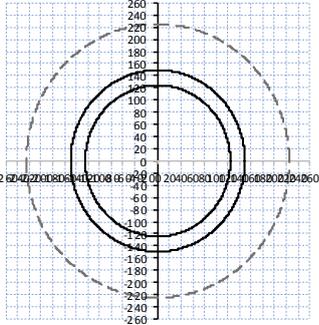
12 VERIFICHE STRUTTURALI PILA

12.1 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.

12.2 Verifica armatura mediopalo

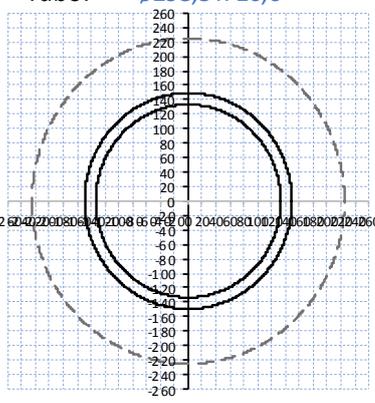
Numero complessivo di pali	N = 42
Tipologia pali	mediopali $\phi 450$
Coefficiente unitario momento-taglio testa pali	$r_t = 1.75$ (da analisi geotecnica, vedere relazione di riferimento)
Verifica micropalo – SLV_03	

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: $\phi 298,5 \times 25$							
			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
1564	291.70	166.7	287.70	15.51	288.95	0.85	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta

1.75 valore parametro $r_t = M_{Ed} / V_{Ed}$

progettazione ati:

Verifica – SLU

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="2">Diametro Esterno Tubo</td> </tr> <tr> <td>s_p</td> <td>16</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Spessore Tubo</td> </tr> <tr> <td>D_i</td> <td>266.5</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Diametro Interno tubo</td> </tr> <tr> <td>R_e</td> <td>149.25</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Raggio esterno tubo</td> </tr> <tr> <td>R_i</td> <td>133.25</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Raggio interno tubo</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>142</td> <td>cm²</td> <td colspan="2">Area tubo</td> </tr> <tr> <td>W_{el}</td> <td>952</td> <td>cm³</td> <td colspan="2">Modulo elastico di resistenza a flessione</td> </tr> <tr> <td>$D_{micropalo}$</td> <td>450</td> <td>mm</td> <td colspan="2">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																																								
2000.9	50.05	28.6	193.48	4.03	193.61	0.57	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta																																								

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

progettazione ati:

12.3 Verifica sbalzo mensola tozza (fondazione)

12.3.1 Modello di calcolo adottato

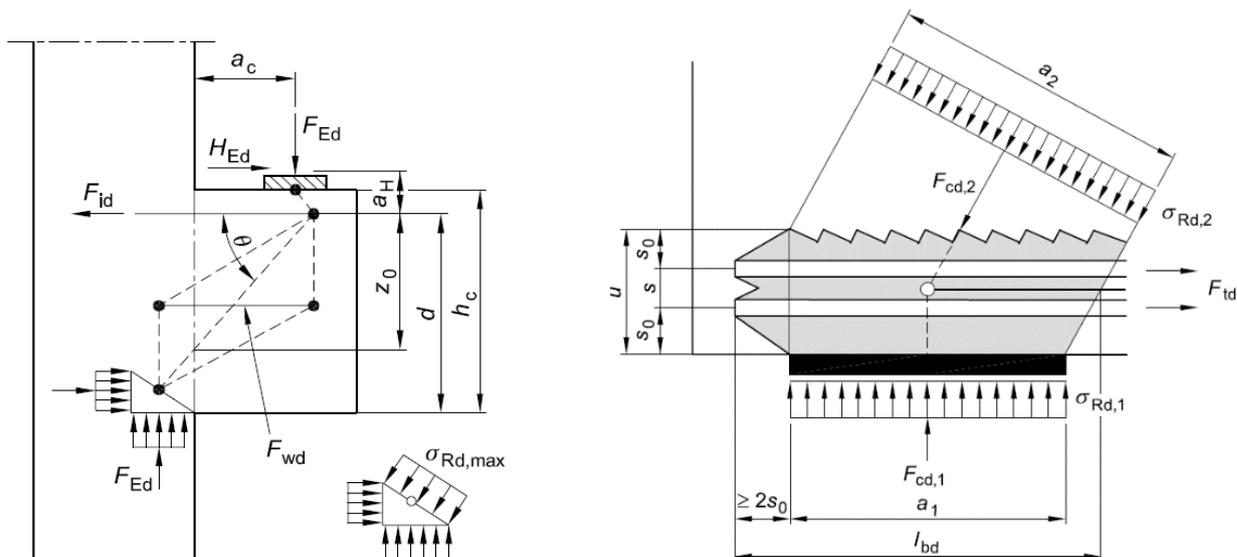
Per il caso in oggetto, ci si trova di fronte alla condizione che l'aggetto della platea ($L = 2.50$ m) risulta minore di 2 volte l'altezza del dado di fondazione ($2 \times H = 4.00$ m). Si considera quindi il meccanismo resistente di "mensola tozza". A tal proposito, si considera un'impronta di carico 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.

12.3.2 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:	$b_w = i = 1350$ mm (interasse pali)
Altezza (costante) della soletta di fondazione:	$h_c = 2000$ mm

12.3.3 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.



progettazione ati:

12.3.4 Caratteristiche di progetto

12.3.4.1 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):	$\psi' = [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.90$

12.3.4.2 Dettagli armature

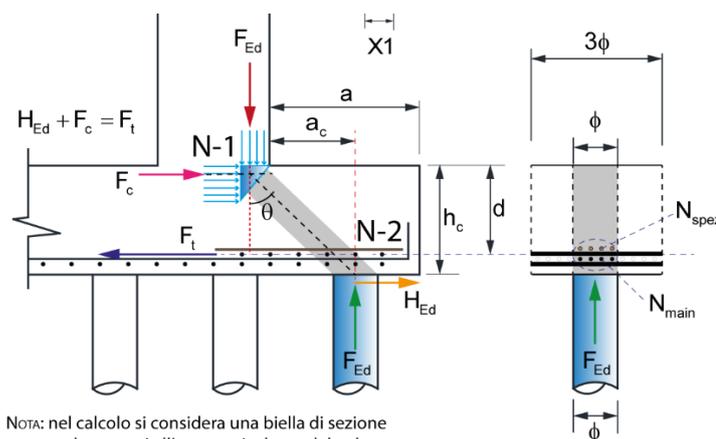
Resistenza caratteristica a snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza – Tab. 2.1N:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.5)

12.3.4.3 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 $N = 2001 \text{ kN}$ e $V = 29 \text{ kN}$, per SLV_03 con N_{max}):

Forza assiale trasmessa dal palo (fittizio):	$F_{Ed} = 4002.0 \text{ kN}$ (fittizio con $2 \times N$)
Forza di taglio agente in testa al palo (fittizio):	$H_{Ed} = 58.0 \text{ kN}$ (fittizio con $2 \times V$)
Distanza asse palo (F_{Ed}) da filo parete elevazione:	$a_c = 1100 \text{ mm}$ (si veda schema in basso)

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



12.4 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.):	$\phi_{main,rip} = 25 \text{ mm}$

progettazione ati:

Diametro barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$\phi_{\text{spez}} = 25 \text{ mm}$
Diametro distanziatori (secondo strato rinforzo):	$d_{\text{dist}} = \phi_{\text{spez}} = 25 \text{ mm}$
Interasse barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$i_{\text{spez}} = 300 \text{ mm}$
Numero di barre filanti in trazione in b_w :	$N_{\text{main}} = b_w / i_{\text{main}} = 6.8$
Numero di spezzoni in trazione in b_w :	$N_{\text{spez}} = b_w / i_{\text{spez}} = 4.5$
Area armatura effettivamente in trazione:	$A_{s,\text{main}} = N_{\text{main}} \times \pi \times \phi_{\text{main}}^2 / 4 + N_{\text{spez}} \times \pi \times \phi_{\text{spez}}^2 / 4 = 5522 \text{ mm}^2$
Copri ferro nominale (armature più esterne):	$C_{\text{nom}} = 60 \text{ mm}$
Copri ferro effettivo armature a trazione (tirante):	$C_{\text{nom,eff}} = C_{\text{nom}} + D_{\text{main,rip}} = 92 \text{ mm}$
Distanza baricentro strati barre a trazione dal baricentro del primo strato di barre tese più esterne:	
$\Delta X_D = \min(D_{\text{main}}, D_{\text{spez}}) \times (D_{\text{main}}/2 + d_{\text{dist}} + D_{\text{spez}}/2) / (D_{\text{main}} + D_{\text{spez}}) = 24 \text{ mm}$	
Altezza utile da baricentro barre a trazione:	$d = h_c - C_{\text{nom,eff}} - \Delta X_D = 1884 \text{ mm}$
Distanza baric. barre da superficie appoggio plinto:	$d_1 = C_{\text{nom,eff}} + \Delta X_D = 116 \text{ mm}$

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:	$X1 = F_{Ed} / (\sigma_{1Rd} \times b_w) = 210.4 \text{ mm}$
Semilarghezza reazione biella verticale per N-1:	$X1 / 2 = 105.2 \text{ mm}$
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):	$Y1 = -(-C2 + (C2^2 - 4 \times C1 \times C3)^{1/2}) / (2 \times C1) = 140.0 \text{ mm}$
Altezza verticale dell'impronta vincolare in N-1:	$Y1 / 2 = 70.0 \text{ mm}$

Angolo di inclinazione della biella convenzionale compressa

$$\theta = \text{atan}((d - Y1 / 2) / (a_c + X1 / 2)) = 56.4^\circ$$

$$\tan(\theta) = 1.50$$

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:	$z = d - Y1 / 2 = 1814 \text{ mm}$
--------------------------	------------------------------------

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

Reazione vincolare interna orizzontale in N-1:	$F_c = Y1 \times b_w \times \sigma_{1Rd} = 2662.9 \text{ kN}$
Forza vincolare lungo la biella compressa:	$F_{\text{str}} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 4807.0 \text{ kN}$
Secondo Fig.6.27 in EC2, si ha:	$u = 2 \times (C_{\text{nom,eff}} + \Delta X_D) = 232 \text{ mm}$
Larghezza della biella compressa – Fig.6.27, EC2:	$a_2 = a_1 \times \sin(\theta) + u \times \cos(\theta) = 461 \text{ mm}$
Tensione nella biella convenzionale compressa:	$\sigma_{\text{str}} = F_{\text{str}} / (a_2 \times b_w) = 7.73 \text{ N/mm}^2$

progettazione ati:

Tensione di sicurezza – cl.6.5.4(4) b):

$$\sigma_{2Rd} = k_3 \times v' \times f_{cd} = \mathbf{10.57 \text{ N/mm}^2}$$

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} : $h_a = h_c = \mathbf{2000 \text{ mm}}$

Distanza effettiva barre nella sezione per F_{Ed} : $d_a = h_a - (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = \mathbf{1884 \text{ mm}}$

Compressione assiale per sforzo normale nel cls: $\sigma_{cp} = -H_{Ed} / (b_w \times h_a) = \mathbf{-0.02 \text{ N/mm}^2}$

Coefficiente di compressione - cl.6.2.3(3): $\alpha_{cw} = \mathbf{1.000}$

Fattore di riduzione resistenza a taglio: $v_1 = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = \mathbf{0.533}$

Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = \mathbf{4807.0 \text{ kN}}$

Massima resistenza a schiacciamento – cl.6.2.3(2): $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = \mathbf{9541.7 \text{ kN}}$

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: $F_t = F_c + H_{Ed} = \mathbf{2720.9 \text{ kN}}$

Controllo quantitative armature a trazione (tirante)

Quantitativo minimo di area di barre a trazione: $A_{s,main,min} = F_t / f_{yd} = \mathbf{6953 \text{ mm}^2}$

Quantitativo di armatura effettiva disposta: $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times D_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times D_{spez}^2 / 4 = \mathbf{7818 \text{ mm}^2}$

Rapporto quantitativi di armatura (portante): $R_{steel} = A_{s,main,min} / A_{s,main} = \mathbf{0.889}$

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: $h_c = \mathbf{2000 \text{ mm}}$

Passo massimo armature diffuse principali: $s_{max,slabs,p} = \min(2 \times h_c, 250 \text{ mm}) = \mathbf{250 \text{ mm}}$

Passo massimo armature diffuse secondarie: $s_{max,slabs,s} = \min(3 \times h_c, 400 \text{ mm}) = \mathbf{400 \text{ mm}}$

Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione: $i_{main} = \mathbf{200 \text{ mm}}$

Interasse barre longitudinali secondarie: $i_{rip} = \mathbf{200 \text{ mm}}$

OK - Massimi interessi armature diffuse rispettati

Riepilogo armature disposte (diffuse e concentrate)

Diametro armatura diffusa portante: $\phi_{main} = \mathbf{25 \text{ mm}}$

interasse armature diffusa portante: $i_{main} = \mathbf{200 \text{ mm}}$

Diametro armatura diffusa secondaria: $\phi_{main,rip} = \mathbf{25 \text{ mm}}$ (ripartitori)

Interasse armatura diffusa secondaria: $i_{rip} = \mathbf{200 \text{ mm}}$ (interasse ripartitori)

Diametro distanziatori (strati armature aggiuntive): $d_{dist} = \phi_{spez} = \mathbf{25 \text{ mm}}$

Diametro barre portanti aggiuntive (spezzoni): $\phi_{spez} = \mathbf{25 \text{ mm}}$

Interasse barre portanti aggiuntive (spezzoni): $i_{spez} = \mathbf{300 \text{ mm}}$

Numero spezzoni da calcolo (effettivi reagenti): $N_{spez} = \mathbf{4.5}$ (lungo i due pali di estremità)

Numero spezzoni aggiuntivi disposti (sui 2 pali): $N_{spez,eff} = \mathbf{5\phi25}$

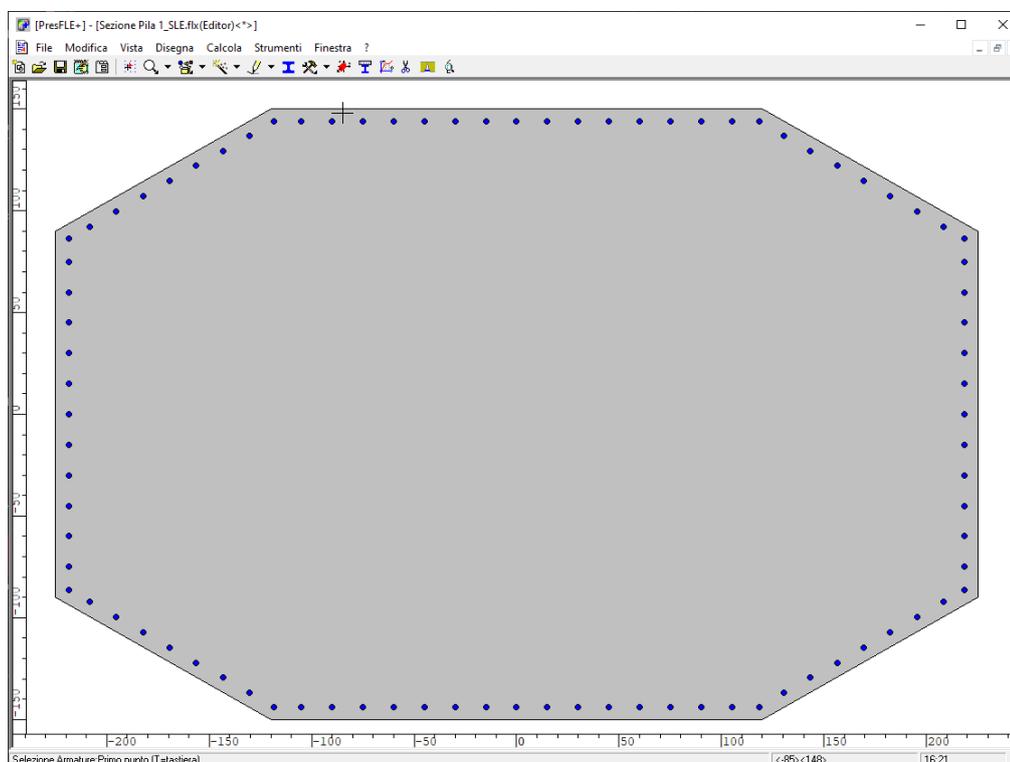
progettazione ati:

12.5 Verifiche a pressoflessione su sezione pila allo spiccato

Per le verifiche si devono rispettare i seguenti limiti (che, per il caso in oggetto, sono le seguenti):

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).

La sezione della pila allo spiccato (fusto a sezione costante lungo tutta l'altezza) è stata armata con 88 ferri $\phi 25$ (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_04

Assiale compressione:	$N_{Ed} = 57361$ kN; (compressione)
Momento longitudinale:	$M_{Ed,X} = 0$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
Momento trasversale:	$M_{Ed,Y} = 76470$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
Taglio vettoriale:	$H_{Ed} = 1200$ kN

progettazione ati:

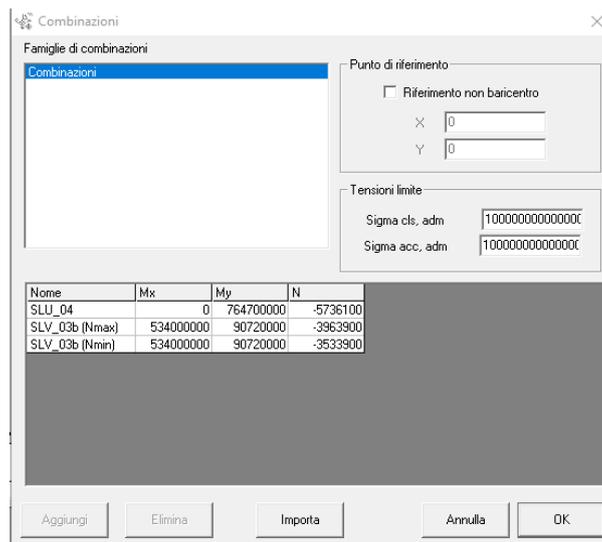
SLV_03b (N_{max})

Assiale compressione: $N_{Ed} = 39639$ kN; (compressione)
 Momento longitudinale: $M_{Ed,X} = 53400$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
 Momento trasversale: $M_{Ed,Y} = 9072$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
 Taglio vettoriale: $H_{Ed} = 7001$ kN

SLV_03b (N_{min})

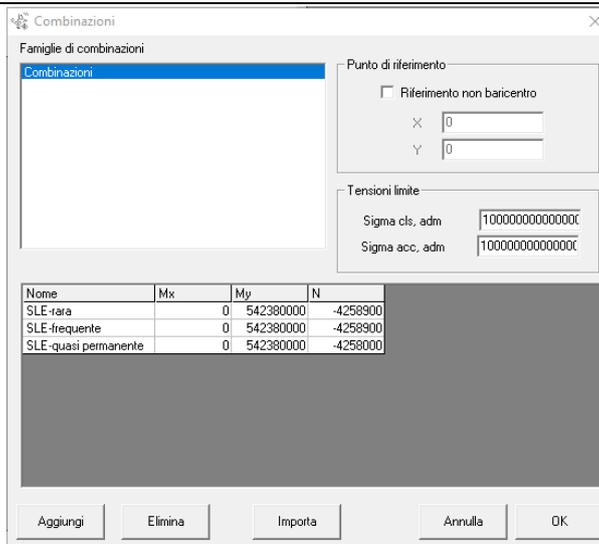
Assiale compressione: $N_{Ed} = 35339$ kN; (compressione)
 Momento longitudinale: $M_{Ed,X} = 53400$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
 Momento trasversale: $M_{Ed,Y} = 9072$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
 Taglio vettoriale: $H_{Ed} = 7001$ kN

NOTA: le compressioni sono state indicate con segno meno, le azioni e i momenti sono espressi in daN e daNcm, rispettivamente.



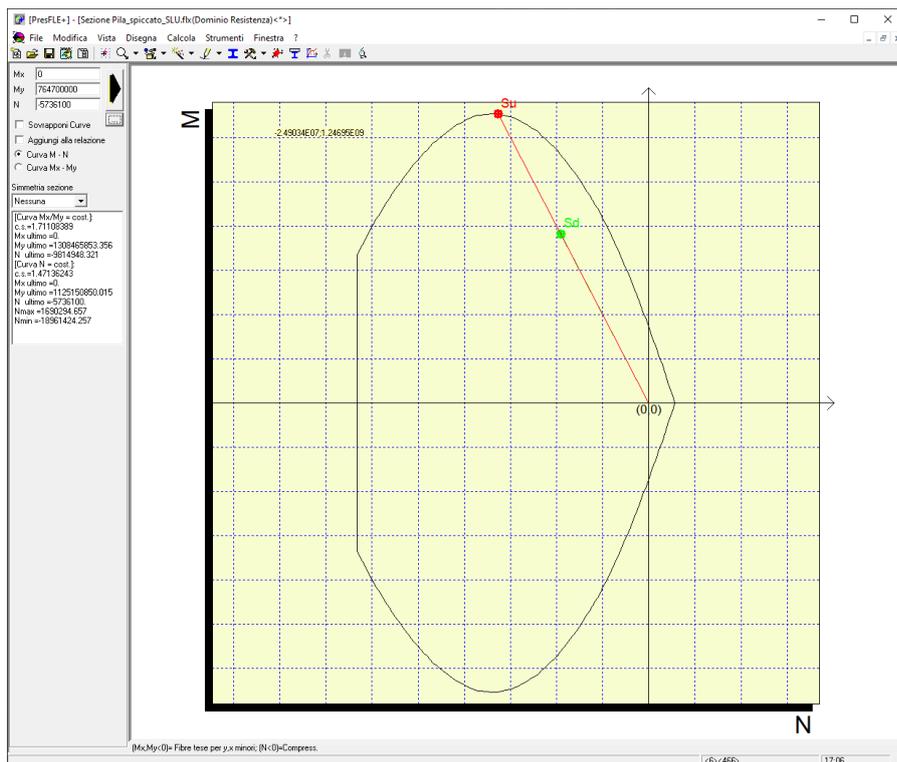
SLU/SLV

progettazione ati:



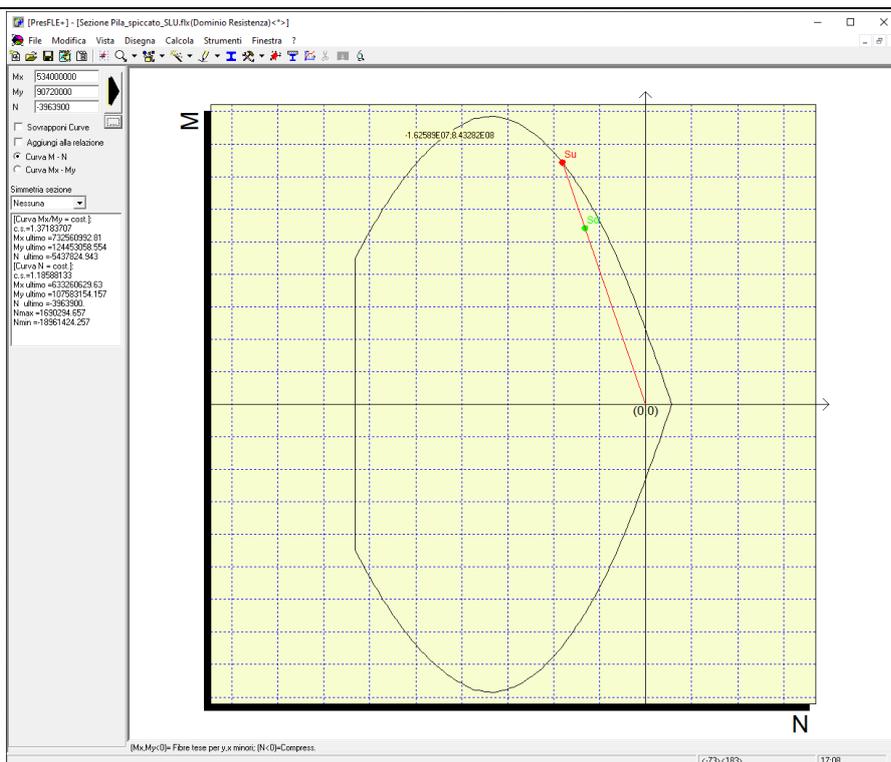
SLE

12.5.1 Esito verifiche allo stato limite ultimo

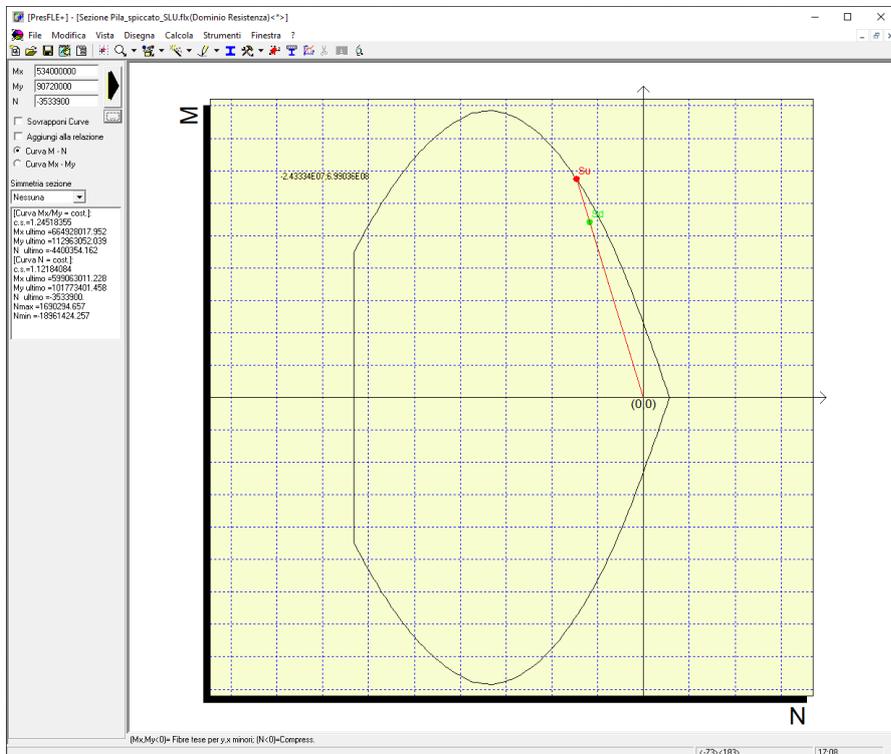


VERIFICATO

progettazione ati:



VERIFICATO



VERIFICATO

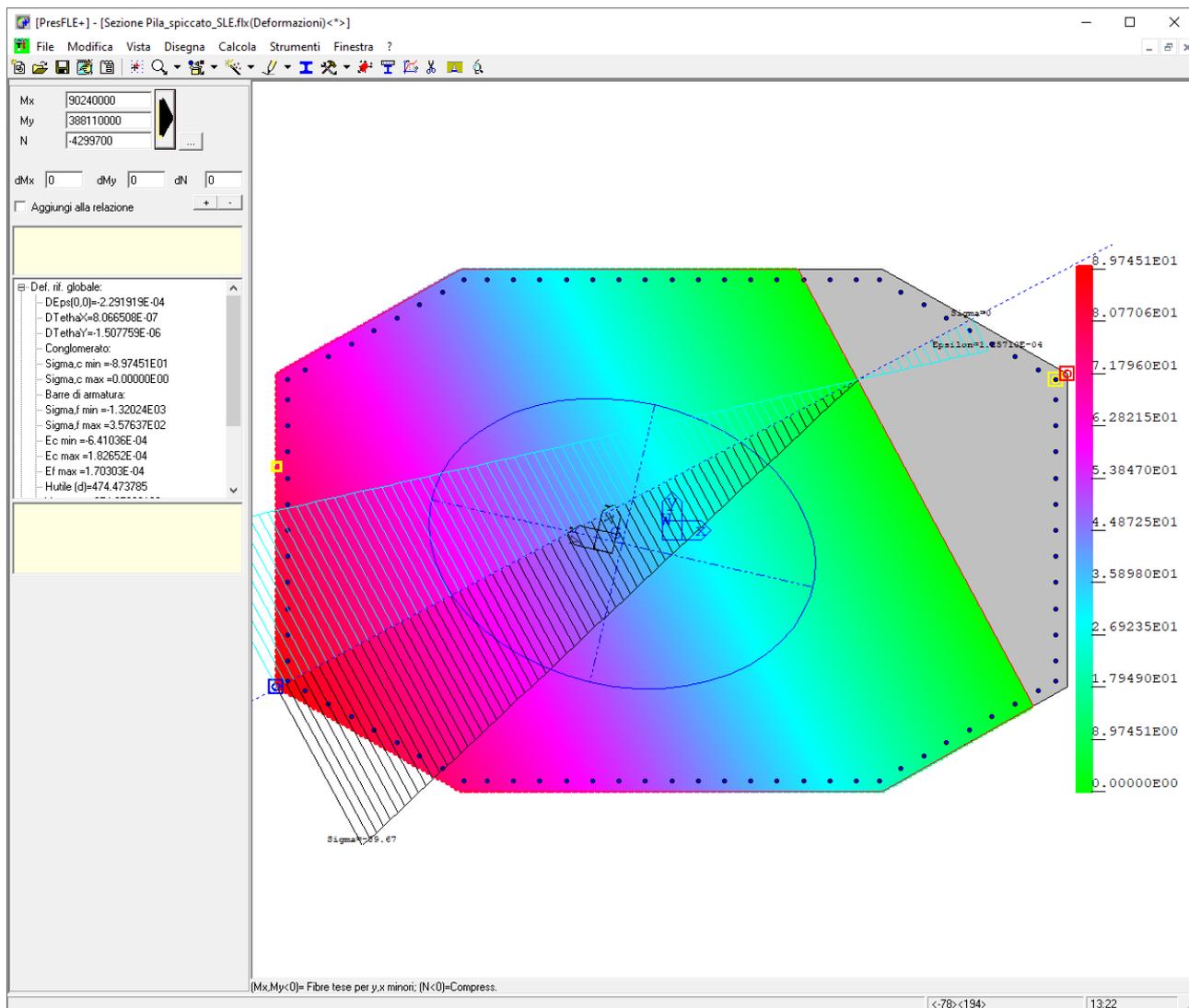
progettazione ati:

12.5.2 Esito verifiche allo stato limite di esercizio

Si hanno le seguenti combinazioni di riferimento (magiormente indicative):

SLE-rara

Assiale compressione: $N_{Ed} = 42997$ kN; (compressione)
 Momento longitudinale: $M_{Ed,X} = 9024$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
 Momento trasversale: $M_{Ed,Y} = 38811$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)



Massima tensione nel cls compresso: $\sigma_{c,RA} = 8.97$ N/mm² < $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm²
 (NTC2018, eq. 4.1.15) - **VERIFICATO**

Massima tensione nelle armature: $\sigma_{s,RA} = 35.76$ N/mm² < $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm²
 (NTC2018, eq. 4.1.17) - **VERIFICATO**

progettazione ati:

SLE-frequente

Assiale compressione:

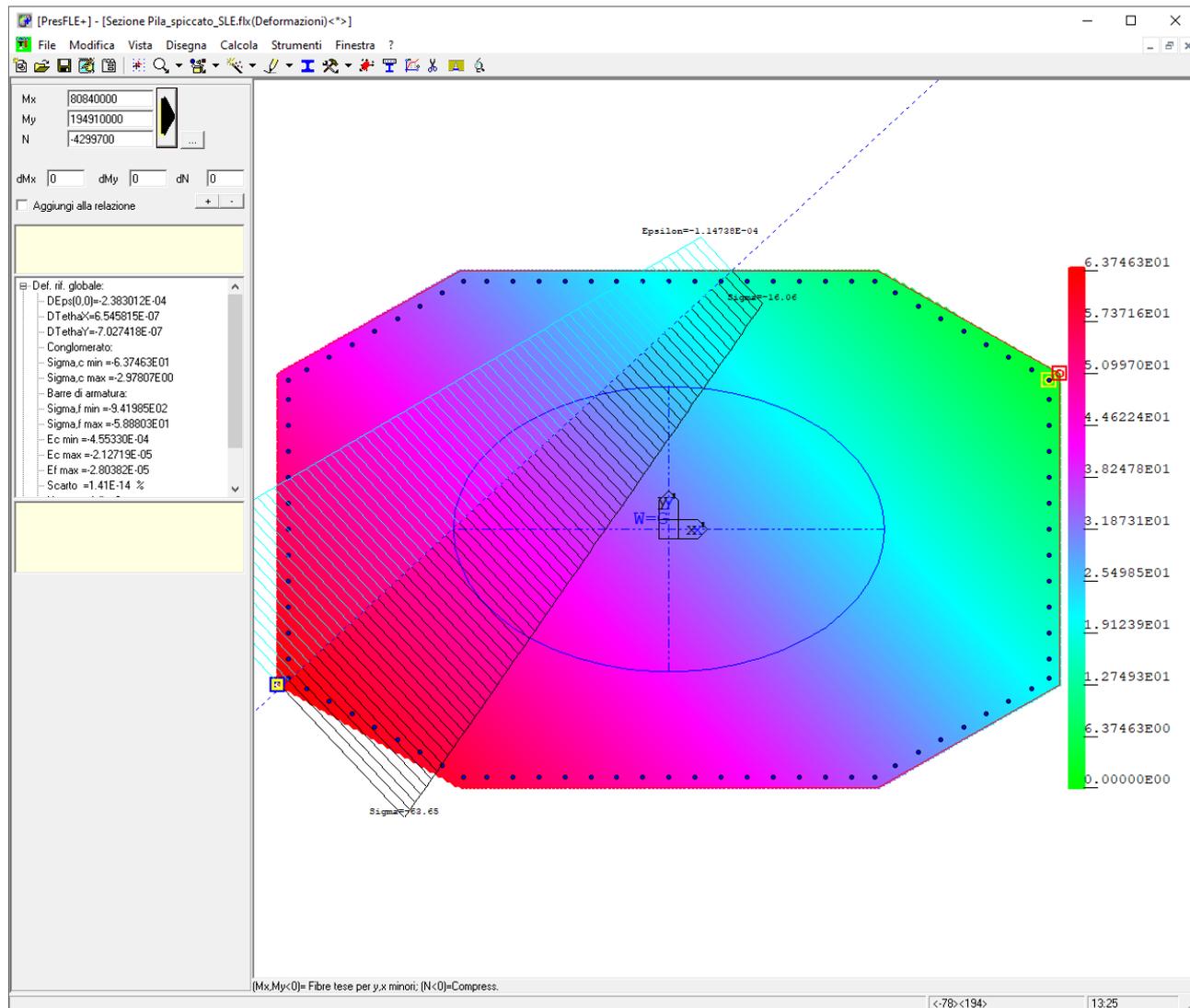
$N_{Ed} = 42997$ kN; (compressione)

Momento longitudinale:

$M_{Ed,X} = 8084$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)

Momento trasversale:

$M_{Ed,Y} = 19491$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)



Sezione non fessurata. - **VERIFICATO**

progettazione ati:

12.6 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 (circa $A_{sl} = 11400$ 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:	$A_{sl} = 11400$ mm ²
Valore del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 7001.0$ kN
Braccio di leva a flessione:	$z = 1615$ mm
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$V_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 1.0$ N/mm ²
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.001$
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):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 2075.1$ kN
Tensione minima di taglio:	$v_{min} = 0.035$ N/mm ² $\times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.3$ N/mm ²
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:	$N_{Ed} = 35000$ kN
Area della sezione trasversale in cls:	$A_C = b_w \times h = 8100000$ mm ²
Tensione sulla sezione per azione assiale:	$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = 3.63$ N/mm ² $k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):	$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 6518.9$ kN
Per la sezione in oggetto risulta quindi:	$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 6519$ kN (NTC2018, eq. 4.1.23) $V_{Ed} / V_{Rd} = 1.074 > 1$

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:	

progettazione ati:

$$\alpha = 90.0 \text{ deg}$$

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 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): $A_{sw,req} = v_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = 4431 \text{ mm}^2/\text{m}$

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

$$A_{sw,min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck}/1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{ywk} \times b_w \times \sin(\alpha) = 4525 \text{ mm}^2/\text{m}$$

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 insiemi di staffe: $s_{l,max,p} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = 1275 \text{ mm}$ (EC2, eq. 9.9 – piastre)

Max passo longitudinale ferri piegati: $s_{l,max,p} = d = 1700 \text{ mm}$ (EC2, eq. 9.10 – piastre)

Max distanza trasversale armature taglio: $s_{t,max,p} = 1.5 \times d = 2550 \text{ mm}$ (EC2, p.to 9.3.2(5) – piastre).

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:

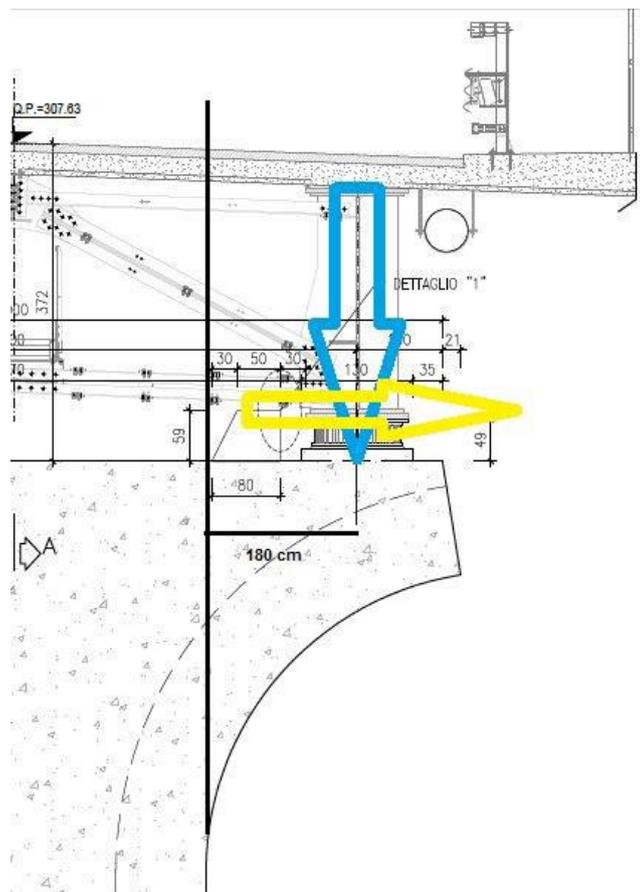
12.7 Verifica sbalzo mensola tozza : verifica armature pulvino

12.7.1 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).

12.7.2 Geometria dello sbalzo del pulvino

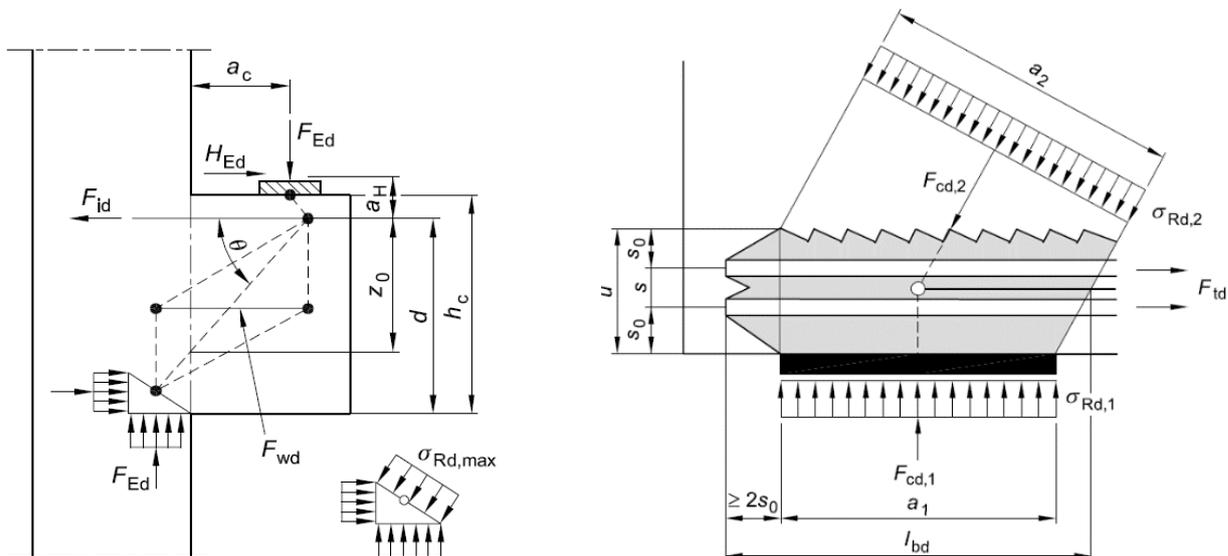
Ampiezza sbalzo da filo fusto elevazione:	$a = 1800$ mm
Ampiezza mensola tozza (costante):	$b = 3000$ mm
Larghezza biella convenzionale compressa:	$b_w = b = 3000$ mm
Altezza (costante) di riferimento assunta:	$h_c = 3500$ mm



progettazione ati:

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.



12.7.4 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):	$\nu' = [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.87$

12.7.5 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:

12.7.6 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:	$F_{Ed} = 25790.0$ kN
Forza di taglio agente per effetto vento:	$H_{Ed} = 360.0$ kN (a ponte carico)
Distanza azione (F_{Ed}) da filo fusto pila:	$a_c = 1800$ mm

12.7.7 Armature longitudinali a trazione (pulvino a sbalzo)

Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione:	$i_{main} = 100$ mm
Diametro barre longitudinali (filanti) a trazione:	$\phi_{main} = 25$ mm
Diametro ferri di ripartizione (staffe esterne):	$\phi_{main,rip} = 16$ mm
Diametro barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$\phi_{spez} = 25$ mm
Diametro distanziatori (II/III strati rinforzo):	$d_{dist} = \phi_{spez} = 25$ mm
Interasse barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$i_{spez} = 100$ mm
Numero layer a trazione disposti:	$N_{layer} = 3$
Numero di barre filanti in trazione in b_w :	$N_{main} = b_w / i_{main} = 30.0$
Numero di aggiuntivi in trazione in b_w :	$N_{spez} = (N_{layer} - 1) \times b_w / i_{spez} = 60.0$
Area armatura effettivamente in trazione:	$A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times \phi_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times \phi_{spez}^2 / 4 = 44179$ mm ²
Copriferro nominale (armature più esterne):	$C_{nom} = 50$ mm
Copriferro effettivo armature a trazione (tirante):	$C_{nom,eff} = C_{nom} + \phi_{main,rip} + \max(\phi_{main}, \phi_{spez}) \times (2 \times N_{layer} - 1) / 2 = 129$ mm
Altezza utile da baricentro barre a trazione:	$d = h_c - C_{nom,eff} = 3372$ 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:	$X1 = F_{Ed} / (\sigma_{1Rd} \times b_w) = 543.7$ mm
Semilarghezza reazione biella verticale per N-1:	$X1 / 2 = 271.8$ 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):	$Y1 = -(-C2 + (C2^2 - 4 \times C1 \times C3)^{1/2}) / (2 \times C1) = 352.9$ mm
Altezza verticale dell'impronta vincolare in N-1:	$Y1 / 2 = 176.5$ mm

Angolo di inclinazione della biella convenzionale compressa

$$\theta = \text{atan}((d - Y1 / 2) / (a_c + X1 / 2)) = 57.0^\circ$$

$$\tan(\theta) = 1.54$$

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

progettazione ati:

Braccio di leva a flessione (modello “tirante-puntone”)

Braccio di leva interno: $z = d - Y1 / 2 = 3195 \text{ mm}$

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

Reazione vincolare interna orizzontale in N-1: $F_c = Y1 \times b_w \times \sigma_{1Rd} = 16740.7 \text{ kN}$

Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 30747.0 \text{ kN}$

Secondo Fig.6.27 in EC2, si ha: $u = 2 \times (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 309 \text{ mm}$

Larghezza della biella compressa – Fig.6.27, EC2: $a_2 = a_1 \times \sin(\theta) + u \times \cos(\theta) = 912 \text{ mm}$

Tensione nella biella convenzionale compressa: $\sigma_{str} = F_{str} / (a_2 \times b_w) = 11.24 \text{ N/mm}^2$

Tensione di sicurezza – cl.6.5.4(4) b: $\sigma_{2Rd} = k_3 \times v' \times f_{cd} = 11.86 \text{ N/mm}^2$

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} : $h_a = h_c = 3500 \text{ mm}$

Distanza effettiva barre nella sezione per F_{Ed} : $d_a = h_a - (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 3346 \text{ mm}$

Compressione assiale per sforzo normale nel cls: $\sigma_{cp} = -H_{Ed} / (b_w \times h_a) = -0.03 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di compressione - cl.6.2.3(3): $\alpha_{cw} = 1.000$

Fattore di riduzione resistenza a taglio: $v_1 = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.523$

Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 30747.0 \text{ kN}$

Massima resistenza a schiacciamento – cl.6.2.3(2): $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = 41513.0 \text{ kN}$

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: $F_t = F_c + H_{Ed} = 17100.7 \text{ kN}$

Controllo quantitative armature a trazione (tirante)

Quantitativo minimo di area di barre a trazione: $A_{s,main,min} = F_t / f_{yd} = 43702 \text{ mm}^2$

Quantitativo di armatura effettiva disposta: $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times D_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times D_{spez}^2 / 4 = 55983 \text{ mm}^2$

Rapporto quantitativi di armatura (portante): $R_{steel} = A_{s,main,min} / A_{s,main} = 0.781$

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: $h_c = 3500 \text{ mm}$

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: $i_{main} = 100 \text{ mm}$

Interasse barre longitudinali secondarie: $i_{rip} = 100 \text{ mm}$

OK - Massimi interessi armature diffuse rispettati

progettazione ati:

Riepilogo armature disposte (diffuse e concentrate)

Diametro armatura esterna di staffaggio: $\phi_{\text{main,rip}} = 16$ mm (staffatura esterna)

Interasse armatura diffusa secondaria: $i_{\text{rip}} = 100$ mm (interasse staffatura)

Diametro armatura diffusa portante (I layer): $\phi_{\text{main}} = 25$ mm (layer esterno)

interasse armature diffusa portante: $i_{\text{main}} = 100$ mm

numero barre I layer (esterno): $N_{\text{main}} = 30\phi 25$

Diametro distanziatori (strati armature aggiuntive): $d_{\text{dist}} = \phi_{\text{spez}} = 25$ mm

Diametro barre portanti aggiuntive (layer interni): $\phi_{\text{spez}} = 25$ mm

Interasse barre portanti aggiuntive (layer interni): $i_{\text{spez}} = 100$ mm

Numero barre totali da calcolo (su layer interni): $N_{\text{spez}} = 60.0$

Numero barre aggiuntive disposti (layer interni): $N_{\text{spez,eff}} = 60\phi 25$

progettazione ati:

12.8 Verifica curvatura convenzionale di prima plasticizzazione

Le sollecitazioni maggiormente gravose nella sezione del fusto pila allo spiccato sono le seguenti:

SLU_04

Assiale compressione:	$N_{Ed} = 57361$ kN; (compressione)
Momento longitudinale:	$M_{Ed,X} = 0$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
Momento trasversale:	$M_{Ed,Y} = 76470$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
Taglio vettoriale:	$H_{Ed} = 1200$ kN

SLV_03b (N_{max})

Assiale compressione:	$N_{Ed} = 39639$ kN; (compressione)
Momento longitudinale:	$M_{Ed,X} = 53400$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
Momento trasversale:	$M_{Ed,Y} = 9072$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
Taglio vettoriale:	$H_{Ed} = 7001$ kN

SLV_03b (N_{min})

Assiale compressione:	$N_{Ed} = 35339$ kN; (compressione)
Momento longitudinale:	$M_{Ed,X} = 53400$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
Momento trasversale:	$M_{Ed,Y} = 9072$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
Taglio vettoriale:	$H_{Ed} = 7001$ 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:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sezione_PILA_Santa_Caterina

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : Sezione pila SANTA CATERINA - spiccato - C32/40

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	240.06	105
2	180.06	0
3	0.06	0
4	-59.94	105
5	-59.94	275
6	-59.94	345

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.91	158.6	440.4
2	4.91	144.3	440.4
3	4.91	130	440.4
4	4.91	115.7	440.4
5	4.91	101.3	440.4
6	4.91	87	440.4

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

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

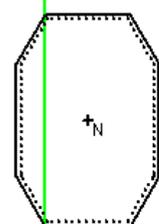
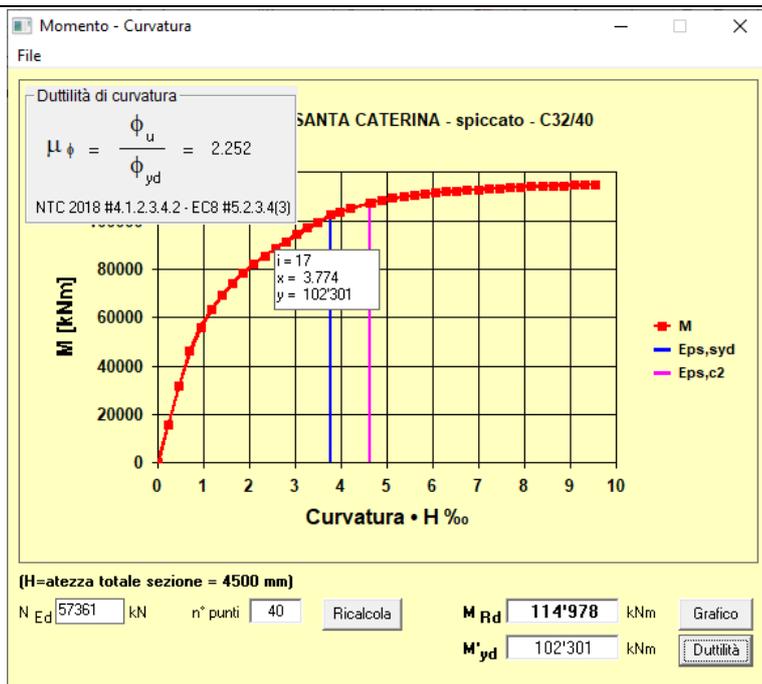


Figura 15 - Dati geometria carpenteria e armature pila allo spiccato - 88φ25 (dati su VcaSlu)

progettazione ati:



comb. SLU_04

Momento - Curvatura

File

Curv. - H [‰]	M [kN m]	eps Cls [‰]	eps Acc [‰]	N Cls [kN]
1.165	63'355.76	0.828	0.312	55'262.81
1.398	69'160.06	0.921	0.447	55'500.79
1.631	74'010.28	1.010	0.586	55'778.84
1.864	78'220.74	1.095	0.729	56'086.64
2.097	81'976.72	1.177	0.875	56'416.96
2.330	85'394.75	1.258	1.022	56'764.55
2.563	88'551.99	1.337	1.171	57'125.39
2.796	91'501.24	1.415	1.321	57'496.28
3.029	94'280.04	1.493	1.471	57'874.64
3.261	96'915.33	1.569	1.622	58'258.33
3.494	99'427.00	1.646	1.774	58'645.46
3.774	102'300.74	1.737	1.957	59'112.73
3.960	103'618.70	1.795	2.080	59'271.38
4.193	105'086.83	1.868	2.236	59'439.86
4.627	107'369.45	2.000	2.528	59'677.41
4.659	107'519.23	2.010	2.550	59'691.25
4.892	108'500.70	2.081	2.707	59'805.16
5.125	109'301.37	2.153	2.863	59'953.25
5.358	110'000.75	2.225	3.010	60'096.91

(H=altezza totale sezione = 4500 mm)

N_{Ed} 57361 kN n° punti 40 Ricalcola

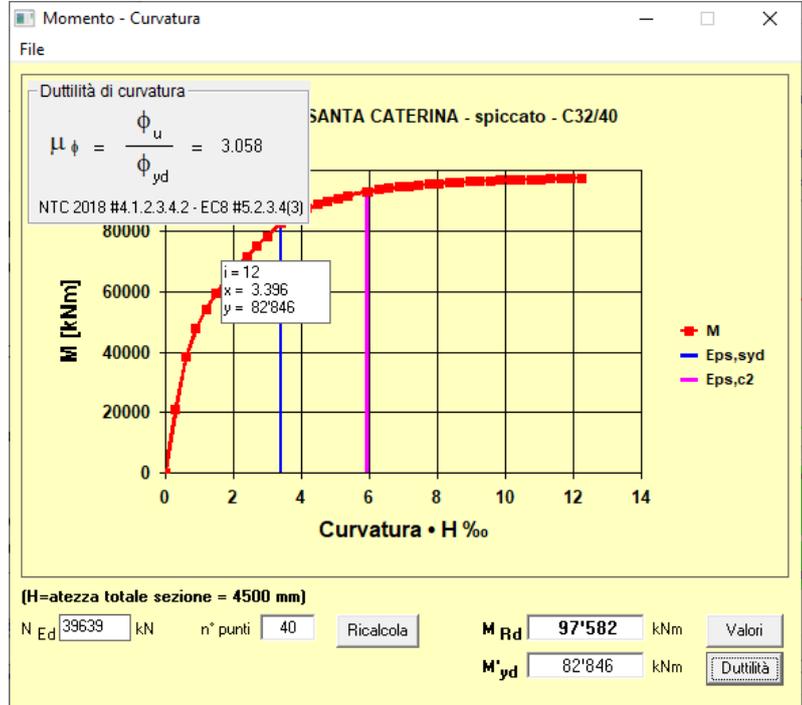
M_{Rd} 114'978 kNm Grafico

M'_{yd} 102'301 kNm Duttilità

comb. SLU_04

Domanda in termini di duttilità di curvatura: $\mu_{Ed} < 1.864/1000 < \mu_{\psi}(N_{Ed}) = 3.774/1000 \rightarrow$ per $M_{Ed,y} = 76470$ kNm (VERIFICATO)

progettazione ati:



SLV_03b (N_{min})

Momento - Curvatura

File

Curv. - H [‰]	M [kN m]	eps Cis [‰]	eps Acc [‰]	N Cis [kN]
0.298	21'233.93	0.330	-0.038	38'033.25
0.597	38'356.18	0.474	0.110	38'113.11
0.895	47'793.36	0.595	0.281	38'400.84
1.193	54'310.82	0.703	0.465	38'807.61
1.492	59'499.85	0.802	0.657	39'285.05
1.790	63'958.49	0.897	0.855	39'808.61
2.088	67'964.99	0.988	1.056	40'363.81
2.387	71'667.11	1.077	1.259	40'941.30
2.685	75'150.55	1.164	1.464	41'534.55
2.983	78'468.22	1.250	1.670	42'138.77
3.396	82'846.38	1.367	1.957	42'986.05
3.580	84'147.17	1.416	2.087	43'204.61
3.878	85'973.75	1.495	2.301	43'503.48
4.177	87'525.70	1.571	2.516	43'747.76
4.475	88'872.70	1.646	2.733	43'952.36
4.773	90'031.93	1.720	2.951	44'116.73
5.072	91'002.42	1.793	3.170	44'234.36
5.370	91'840.82	1.865	3.391	44'323.05

(H=altezza totale sezione = 4500 mm)

N_{Ed} 39639 kN n° punti 40 Ricalcola

M_{Rd} 97'582 kNm Grafico

M'_{yd} 82'846 kNm Duttilità

SLV_03b (N_{min})

progettazione ati:

Domanda in termini di duttilità di curvatura: $\mu_{Ed} < 0.298/1000 < \mu_{\phi}(N_{Ed}) = 3.396/1000 \rightarrow$ per $M_{Ed,y} = 9072$ kNm (VERIFICATO)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sezione2_PILA_Santa_Caterina

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : Sezione pila SANTA CATERINA - 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	88	4.91	9.7	-174.4
2	0.06	-180	89	4.91	9.7	-5.6
3	0.06	0	90	4.91	107.6	50.4
4	105.06	60	91	4.91	440.5	-5.6
5	275.06	60	92	4.91	342.5	50.4
6	345.06	60				

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 49050 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

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

Materiali
B450C C32/40

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} : 18.13
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 12.25
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.7333
 τ_{c1} : 2.114

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

Tipo flessione
Retta Deviata

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

Figura 16 - Sezione pila allo spiccato - 88 ϕ 25 (dati su VcaSlu)

SLV_03b (N_{min})

Assiale compressione:

$N_{Ed} = 35339$ kN; (compressione)

Momento longitudinale:

$M_{Ed,x} = 53400$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)

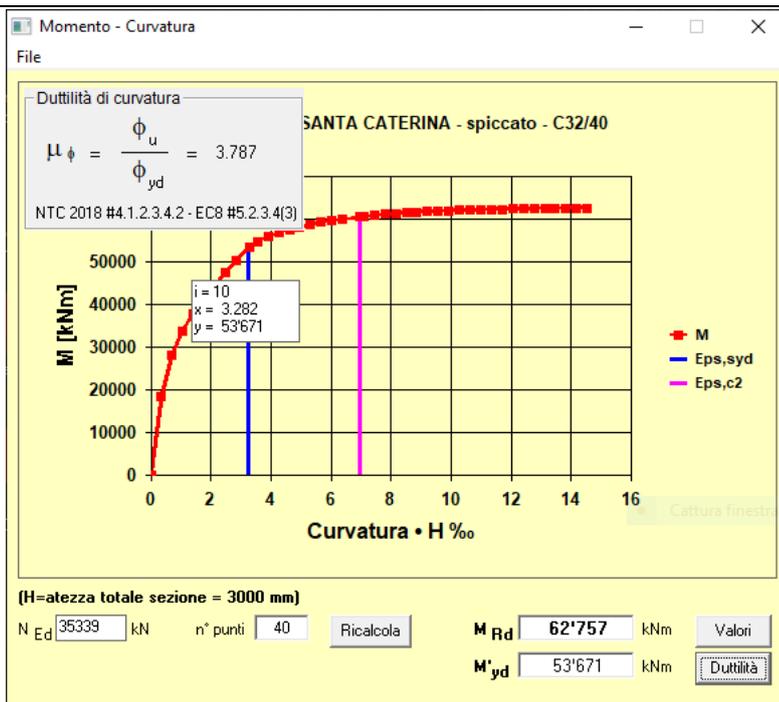
Momento trasversale:

$M_{Ed,y} = 9072$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)

Taglio vettoriale:

$H_{Ed} = 7001$ kN

progettazione ati:



SLV_03 (N_{min})

Momento - Curvatura

File

Curv. - H [%]	M [kN m]	eps Cls [%]	eps Acc [%]	N Cls [kN]
0.354	18'365.62	0.324	0.019	34'004.03
0.709	28'370.61	0.474	0.213	34'247.51
1.063	33'884.06	0.597	0.432	34'723.88
1.418	38'001.40	0.708	0.664	35'312.05
1.772	41'487.17	0.812	0.903	35'965.14
2.126	44'625.92	0.912	1.146	36'659.45
2.481	47'548.82	1.008	1.393	37'381.06
2.835	50'324.77	1.103	1.642	38'120.97
3.282	53'670.87	1.220	1.957	39'069.21
3.544	54'792.81	1.283	2.148	39'310.24
3.898	56'008.07	1.365	2.409	39'540.95
4.253	56'957.58	1.444	2.673	39'684.47
4.607	57'691.71	1.521	2.939	39'752.98
4.962	58'324.23	1.596	3.207	39'798.21
5.316	58'877.40	1.669	3.476	39'826.48
5.670	59'349.03	1.742	3.747	39'830.18
6.025	59'775.48	1.813	4.019	39'827.95
6.379	60'145.51	1.884	4.291	39'808.98
6.733	60'457.40	1.954	4.564	39'769.95

(H=altezza totale sezione = 3000 mm)

N_{Ed} 35339 kN n° punti 40 Ricalcola

M_{Rd} 62'757 kNm Grafico

M'_{yd} 53'671 kNm Duttilità

SLV_03 (N_{min})

Domanda in termini di duttilità di curvatura: $\mu_{Ed} < 3.282/1000 = \mu_{\phi}(N_{Ed}) = 3.282/1000 \rightarrow$ per $M_{Ed,x} = 53400$ kNm (VERIFICATO)

progettazione ati:

13 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 =	25970 kN	(carico ultimo verticale)
H _{lu} =	0 kN	(carico ultimo orizzontale longitudinale)
H _{tu} =	600 kN	(carico ultimo orizzontale trasversale)
φ =	1.1 m	(diametro dell'apparecchio)
A _{co} =	0.95 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} =	25970 kN	(carico verticale massimo)
N _{min} =	6300 kN	(carico verticale minimo derivante dall'impalcato)
H _{max} =	600 kN	

Verifica allo scorrimento

A _a = 2x(8+8)π25 =	157.1 cm ²	(armatura baggioli)
ρ = A _a /A _c =	1% -	(rapporto di armatura)
σ _{cd} = N _{min} /A _c =	3.73 Mpa	(pressione minima di contatto)
T _{sd} =	600 kN	(sforzo massimo orizzontale)
τ _{sd} = T _{sd} /A _c =	0.36 Mpa	
τ _{rd} = βf _{ctd} + μx(ρf _{yd} + σ _{cd}) =	4.72 Mpa	
τ _{rd} = min(τ _{rd} ; 0.25f _{cd}) =	4.72 Mpa	

verifica = τ_{sd} < τ_{rd} 0.36 < 4.72 Mpa

Verifica a compressione

N _{sd} =	25970 kN	(forza verticale di calcolo)
N _{rd} = A _{co} x f _{cd} x (A _{c1} /A _{co}) ^{0.5} =	26218 kN	
N _{rd} = min(τ _{rd} ; 3xA _{co} x f _{cd}) =	26218 kN	

verifica = N_{sd} < N_{rd} 25970 < 26218 kN

Verifica dell'armatura orizzontale

F _b = 0.3xN _{sd} x(A _{co} /A _{c1}) =	5578 kN	(forza risultante di trazione orizzontale)
A _s = F _b /f _{yd} =	142.55 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 =	12800 kN	(carico ultimo verticale)
H _{lu} =	310 kN	(carico ultimo orizzontale longitudinale)
H _{tu} =	930 kN	(carico ultimo orizzontale trasversale)
φ =	1.10 m	(diametro dell'apparecchio)
A _{co} =	0.95 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} =	12800 kN	(carico verticale massimo)
N _{min} =	8580 kN	(carico verticale minimo derivante dall'impalcato)
H _{max} =	980 kN	

Verifica allo scorrimento

A _a = 2x(8+8)φ25 =	157.1 cm ²	(armatura baggioli)
ρ = A _a /A _c =	1% -	(rapporto di armatura)
σ _{cd} = N _{min} /A _c =	5.08 Mpa	(pressione minima di contatto)
T _{sd} =	980 kN	(sforzo massimo orizzontale)
τ _{sd} = T _{sd} /A _c =	0.58 Mpa	
τ _{rd} = βf _{ctd} + μx(ρf _{yd} + σ _{cd}) =	5.53 Mpa	
τ _{rd} = min(τ _{rd} ; 0.25f _{cd}) =	5.53 Mpa	

verifica = τ_{sd} < τ_{rd} 0.58 < 5.53 Mpa

Verifica a compressione

N _{sd} =	12800 kN	(forza verticale di calcolo)
N _{rd} = A _{co} x f _{cd} x (A _{c1} /A _{co}) ^{0.5} =	26218 kN	
N _{rd} = min(τ _{rd} ; 3xA _{co} x f _{cd}) =	26218 kN	

verifica = N_{sd} < N_{rd} 12800 < 26218 kN

Verifica dell'armatura orizzontale

F _b = 0.3xN _{sd} x(A _{co} /A _{c1}) =	2749 kN	(forza risultante di trazione orizzontale)
A _s = F _b /f _{yd} =	70.26 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 =	10750 kN	(carico ultimo verticale)
H _{lu} =	260 kN	(carico ultimo orizzontale longitudinale)
H _{tu} =	600 kN	(carico ultimo orizzontale trasversale)
φ =	0.80 m	(diametro dell'apparecchio)
A _{co} =	0.50 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} =	10750 kN	(carico verticale massimo)
N _{min} =	150 kN	(carico verticale minimo derivante dall'impalcato)
H _{max} =	654 kN	

Verifica allo scorrimento

A _a = 2x(7+7)φ20 =	87.976 cm ²	(armatura baggioli)
ρ = A _a /A _c =	1% -	(rapporto di armatura)
σ _{cd} = N _{min} /A _c =	0.15 Mpa	(pressione minima di contatto)
T _{sd} =	654 kN	(sforzo massimo orizzontale)
τ _{sd} = T _{sd} /A _c =	0.65 Mpa	
τ _{rd} = βf _{ctd} + μx(ρf _{yd} + σ _{cd}) =	2.45 Mpa	
τ _{rd} = min(τ _{rd} ; 0.25f _{cd}) =	2.45 Mpa	

verifica = τ_{sd} < τ_{rd} 0.65 < 2.45 Mpa

Verifica a compressione

N _{sd} = 1.5xN _{max} =	10750 kN	(forza verticale di calcolo)
N _{rd} = A _{co} x f _{cd} x (A _{c1} /A _{co}) ^{0.5} =	14667 kN	
N _{rd} = min(τ _{rd} ; 3xA _{co} x f _{cd}) =	14667 kN	
verifica = N _{sd} < N _{rd}	10750 < 14667	kN

Verifica dell'armatura orizzontale

F _b = 0.3xN _{sd} x(A _{co} /A _{c1}) =	2064 kN	(forza risultante di trazione orizzontale)
A _s = F _b /f _{yd} =	53 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 =	4980 kN	(carico ultimo verticale)
H _{lu} =	410 kN	(carico ultimo orizzontale longitudinale)
H _{tu} =	880 kN	(carico ultimo orizzontale trasversale)
φ =	0.80 m	(diametro dell'apparecchio)
A _{co} =	0.50 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} =	4980 kN	(carico verticale massimo)
N _{min} =	1240 kN	(carico verticale minimo derivante dall'impalcato)
H _{max} =	971 kN	

Verifica allo scorrimento

A _a = 2x(7+7)φ20 =	87.976 cm ²	(armatura baggioli)
ρ = A _a /A _c =	1% -	(rapporto di armatura)
σ _{cd} = N _{min} /A _c =	1.24 Mpa	(pressione minima di contatto)
T _{sd} =	971 kN	(sforzo massimo orizzontale)
τ _{sd} = T _{sd} /A _c =	0.97 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} 0.97 < 3.11 Mpa

Verifica a compressione

N _{sd} = 1.5xN _{max} =	4980 kN	(forza verticale di calcolo)
N _{rd} = A _{co} x f _{cd} x (A _{c1} /A _{co}) ^{0.5} =	14667 kN	
N _{rd} = min(τ _{rd} ; 3xA _{co} x f _{cd}) =	14667 kN	

verifica = N_{sd} < N_{rd} 4980 < 14667 kN

Verifica dell'armatura orizzontale

F _b = 0.3xN _{sd} x(A _{co} /A _{c1}) =	956 kN	(forza risultante di trazione orizzontale)
A _s = F _b /f _{yd} =	24 cm ²	(armatura necessaria)

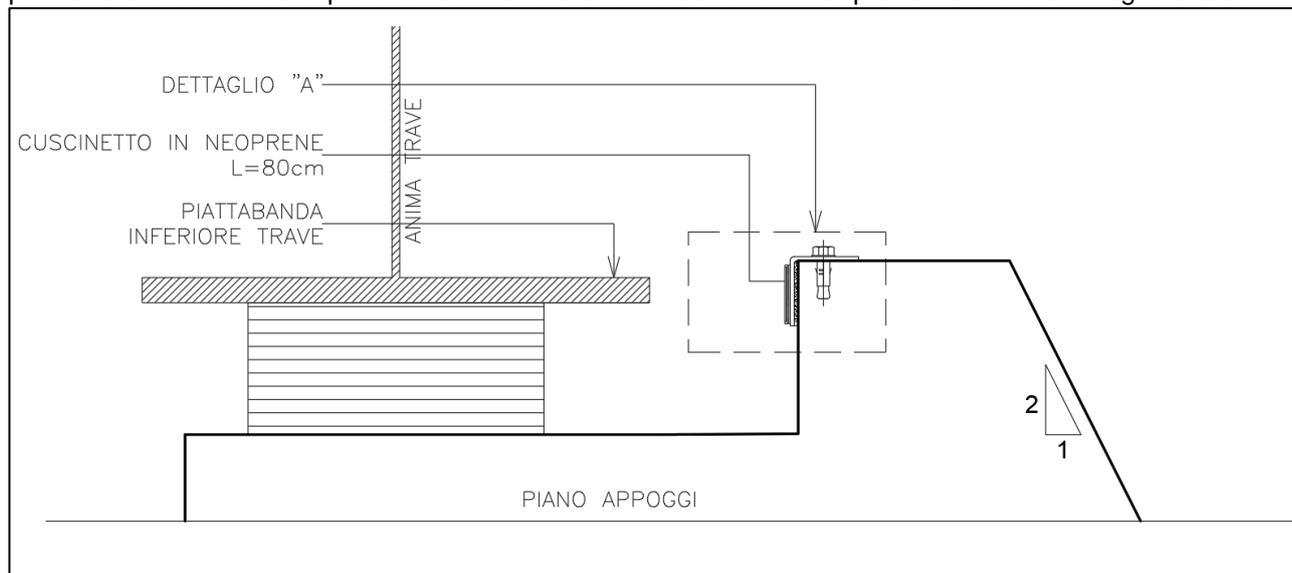
progettazione ati:

14 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

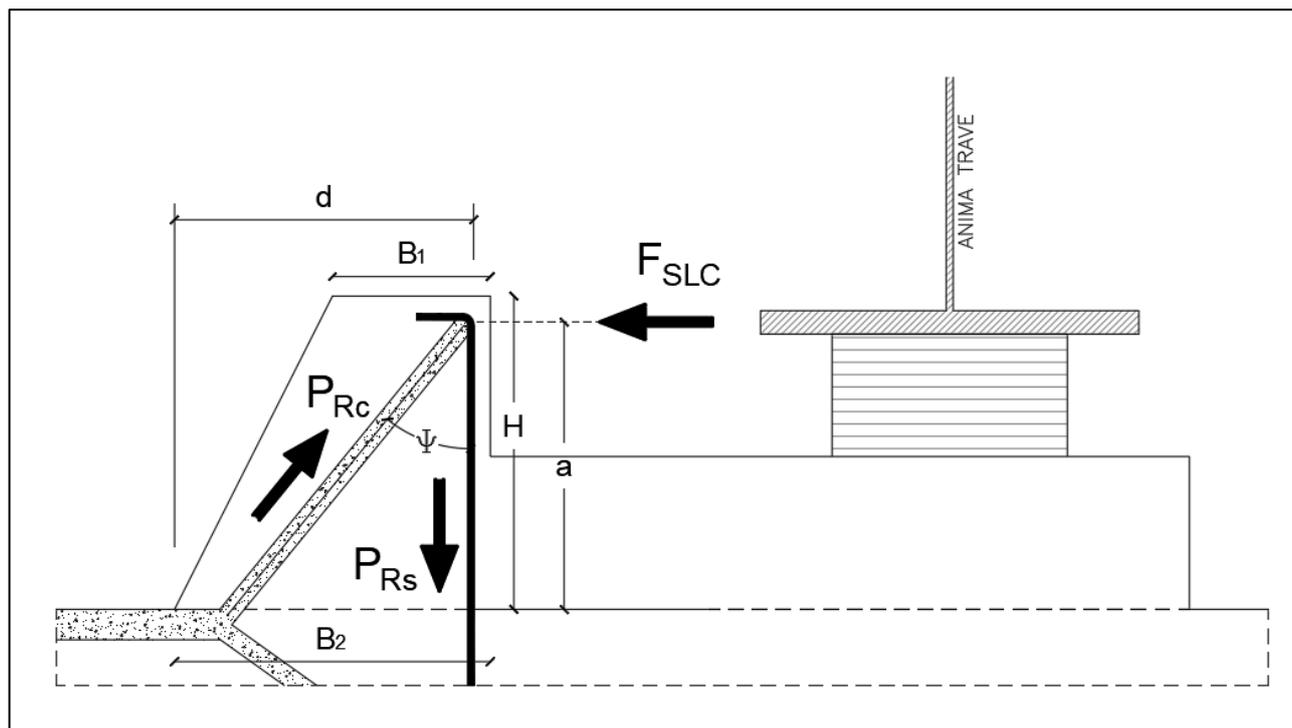
Tale elemento viene dimensionato per assorbire la forza trasmessa dalla piattabanda inferiore della trave valutata allo stato limite di collasso.

progettazione ati:

14.1 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 puntoni."

Di seguito **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** 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:

$$P_{RS} = A_s x f_{sd} x \left(\frac{1}{\lambda} \right)$$

Dove:

- A_s rappresenta l'area di armatura;
- f_{sd} rappresenta la tensione di snervamento dell'acciaio;
- λ rappresenta la cotangente di ψ .

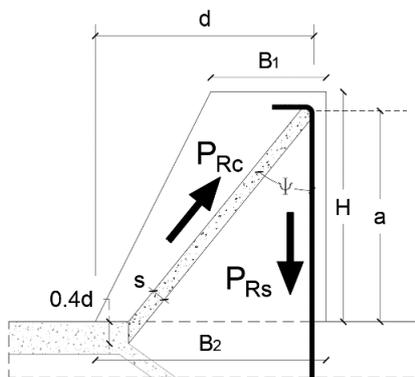
Per soddisfare la verifica, il valore ottenuto di portanza della mensola deve essere maggiore della forza agente.

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.



progettazione ati:

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:

$$P_{Rs} < P_{Rc}$$

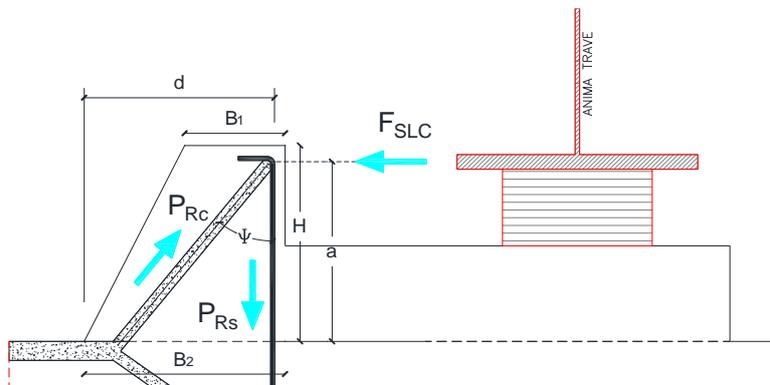
Garantendo la disuguaglianza soprariportata, si va ad evitare una possibile rottura fragile del ritegno sismico.

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

progettazione ati:

GEOMETRIA



B ₁	0.5	m	Base minore ritegno sismico
B ₂	0.81	m	Base maggiore ritegno sismico
d	0.75	m	Altezza utile armatura
a	0.545	m	Distanza di applicazione della forza dalla base
H	0.62	m	Altezza del ritegno sismico
L	1	m	Larghezza della mensola

VERIFICA

$$l = a + 0.2d = 0.545 \quad [\text{m}]$$

$$\lambda = \cot(\psi) = \frac{l}{0.9d} = 0.807407 \quad [-]$$

Sollecitazione di calcolo:

F _{SLC}	2120	kN
------------------	------	----

Armatura:

n°	7	[-]
φ	30	[mm]
A _s	49.4801	[cm ²]

Portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:

$$P_{Rs} = (A_s x f_{sd}) x \left(\frac{1}{\lambda}\right) = 2398.018 \quad [\text{kN}]$$

$P_{rs} > F_{slc}$ Verifica Soddisfatta

Resistenza del puntone di calcestruzzo:

c	1	[-]	Coefficiente dal valore di 1 per elementi senza staffe
---	---	-----	--

$$P_{Rc} = 0.4 * b * d * f_{cd} * \left(\frac{c}{1 + \lambda^2}\right) = 3843.74 \quad \text{kN}$$

$P_{rc} > F_{slc}$ Verifica Soddisfatta

Verifica Gerarchia delle resistenze:

$P_{rc} > P_{rs}$ Verifica Soddisfatta

progettazione ati:

14.2 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	0.795	m	Base maggiore ritegno sismico
d	0.7375	m	Altezza utile armatura
a	0.53	m	Distanza di applicazione della forza dalla base
H	0.59	m	Altezza del ritegno sismico
L	1	m	Larghezza della mensola

progettazione ati:

VERIFICA		
$l = a + 0.2d = 0.53 \quad [m]$		
$\lambda = \cotg(\psi) = \frac{l}{0.9d} = 0.798493 \quad [-]$		
Sollecitazione di calcolo:		
F _{SLC}	1110	kN
Armatura:		
n°	5	[-]
φ	25	[mm]
A _s	24.5437	[cm ²]

Portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:		
$P_{RS} = (A_s \times f_{sd}) \times \left(\frac{1}{\lambda}\right) = 1202.772 \quad [kN]$		
<i>P_{rs} > F_{slc} Verifica Soddisfatta</i>		

Resistenza del puntone di calcestruzzo:		
c	1	[-] Coefficiente dal valore di 1 per elementi senza staffe
$P_{RC} = 0.4 * b * d * f_{cd} * \left(\frac{c}{1 + \lambda^2}\right) = 3812.72 \quad kN$		
<i>P_{rc} > F_{slc} Verifica Soddisfatta</i>		

Verifica Gerarchia delle resistenze:		
<i>P_{rc} > P_{rs} Verifica Soddisfatta</i>		

progettazione ati:

15 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Valutazione semplificata del massimo carico verticale agente sui pali della Spalla A in condizione SLU

Peso ed eccentricità spalla :

- P1 (fondazione) = $25 \times 17,20 \times 13,20 \times 1,80 = 10217 \text{ kN}$
- M11 (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-cls) = $20 \times 10,50 \times 16,75 \times 7,98 = 28070 \text{ kN}$
- M12 (eccentricità L elevazione rispetto baricentro palificata $13,20/2 - 10,50/2 = 1,35\text{m}$): $28070 \times -1,35 = -37894 \text{ kNm}$ (antiorario)
- M22 (eccentricità T elevazione rispetto baricentro palificata 0,00m) : 0 kNm

- P3 (peso proprio impalcato) : 6300 kN
- M13 (eccentricità L impalcato rispetto baricentro palificata $13,20/2 - 3,00 = 1,80\text{m}$): $6300 \times 3,60 = +22680 \text{ kNm}$ (orario)
- M23 (eccentricità T impalcato rispetto baricentro palificata 0,05m) : $6300 \times 0,05 = 315 \text{ kNm}$

- P4 (peso proprio carichi mobili) : $2600 + 450 = 3050 \text{ kN}$
- M14 (eccentricità L carichi mobili rispetto baricentro palificata): $3050 \times 3,60 = +10980 \text{ kNm}$ (orario)
- M24 $+3050 \times 3,95 = 12048 \text{ kNm}$

- Vento trasversale Mt5 = $800 \times 9,00 \times 0,6 = 4320 \text{ kNm}$

- M16 (Spinta terre a riposo) : $18 \times 0,426 \times 9,78^3 / 6 \times 16,75 = 20025 \text{ kNm}$

- M17 (Spinta sovraccarico) : $20 \times 0,426 \times 9,78^2 / 2 \times 16,75 = 6825 \text{ kNm}$

- P tot = $10217 + 28070 + 6300 + 3050 = 47637 \text{ kN}$
- M1 tot = $-37894 + 22680 + 10980 + 20025 + 6825 = 22616 \text{ kNm}$
- Mt tot = $315 + 12048 + 4320 = 16683 \text{ kNm/m}$

Nmediopali = 130
 $W_{\text{long}} = 2 \times 13 \times (0,675^2 + 2,025^2 + 3,375^2 + 4,725^2 + 6,075^2) / 6,075 = 321 \text{ palo/m}$
 $W_{\text{tras}} = 2 \times 10 \times (1,35^2 + 2,70^2 + 4,05^2 + 5,40^2 + 6,75^2 + 8,10^2) / 8,10 = 410 \text{ palo/m}$

Valutazione del massimo carico su palo d'angolo :

$$R = 47637/130 + 22616/321 + 16683/410 = 366 + 70 + 41 = 477 \text{ kN}$$

$$R_{\text{SLU}} = 1,35 \times 477 = 644 \text{ kN (calcolo semplificato)}$$

N_{max} + M_{max} - SLU_01

Carico assiale massimo su palo da relazione di calcolo

$$P_{i, \text{SLU}} = 663 \text{ kN} \cong 644 \text{ kN}$$

Il calcolo semplificato ha dato un risultato di poco inferiore.

progettazione ati:

16 VERIFICA OPERE PROVVISORIALI

Nel seguente paragrafo si vanno ad analizzare le opere provvisionali utilizzate per l'esecuzione dello scavo di spalle e pile.

Come opere provvisionali 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.

16.1 Sezione di calcolo

Le verifiche sono state condotte sulle sezioni aventi le condizioni più gravose di spinta.

16.1.1 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 ϕ 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:

16.1.2 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 quindi va a sovrastimare la soluzione reale e quindi a vantaggio di sicurezza per l'esecuzione delle verifiche):

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi' - \lambda)}{\cos^2(\lambda) \cdot \cos(\lambda + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cdot \cos(\lambda - \beta)}} \right]}$$

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.

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

progettazione ati:

	Modulo di Young efficace di calcolo	E'_d (Mpa)	60	
	Modulo di Young efficace 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 efficace 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:

16.2 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 17 viene riportato il modello di calcolo nella configurazione finale (Stage-Fondo Scavo).

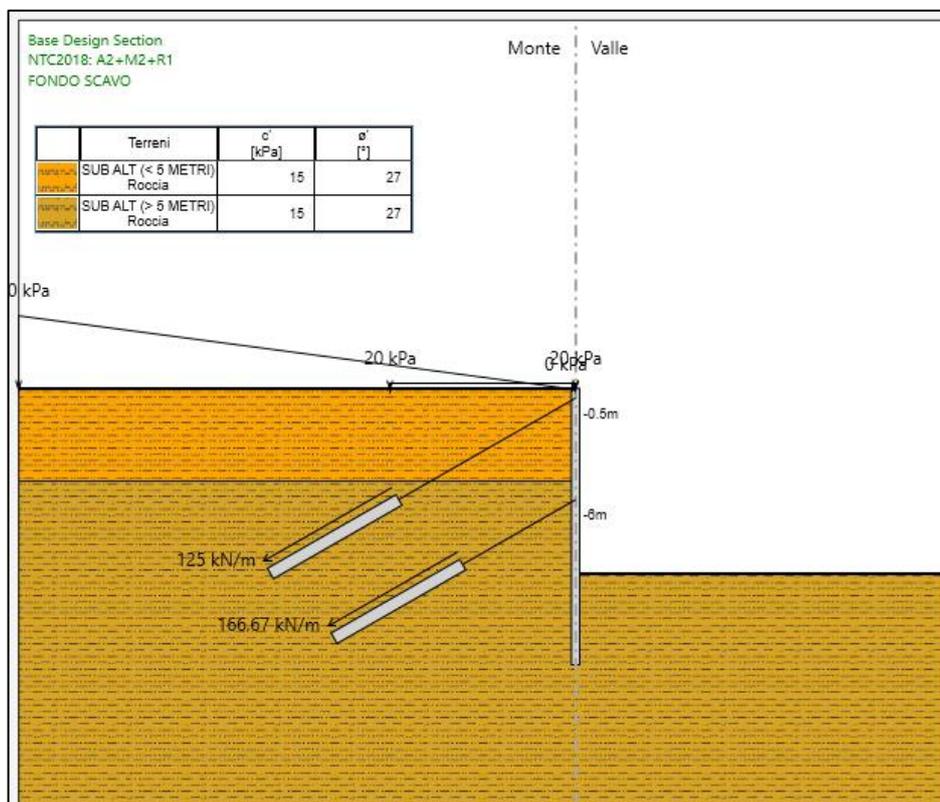


Figura 17-Modello di calcolo

Si può osservare che rispetto alla sezione reale, 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 traslata 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 18 si riporta uno schema del metodo sopra descritto.

progettazione ati:

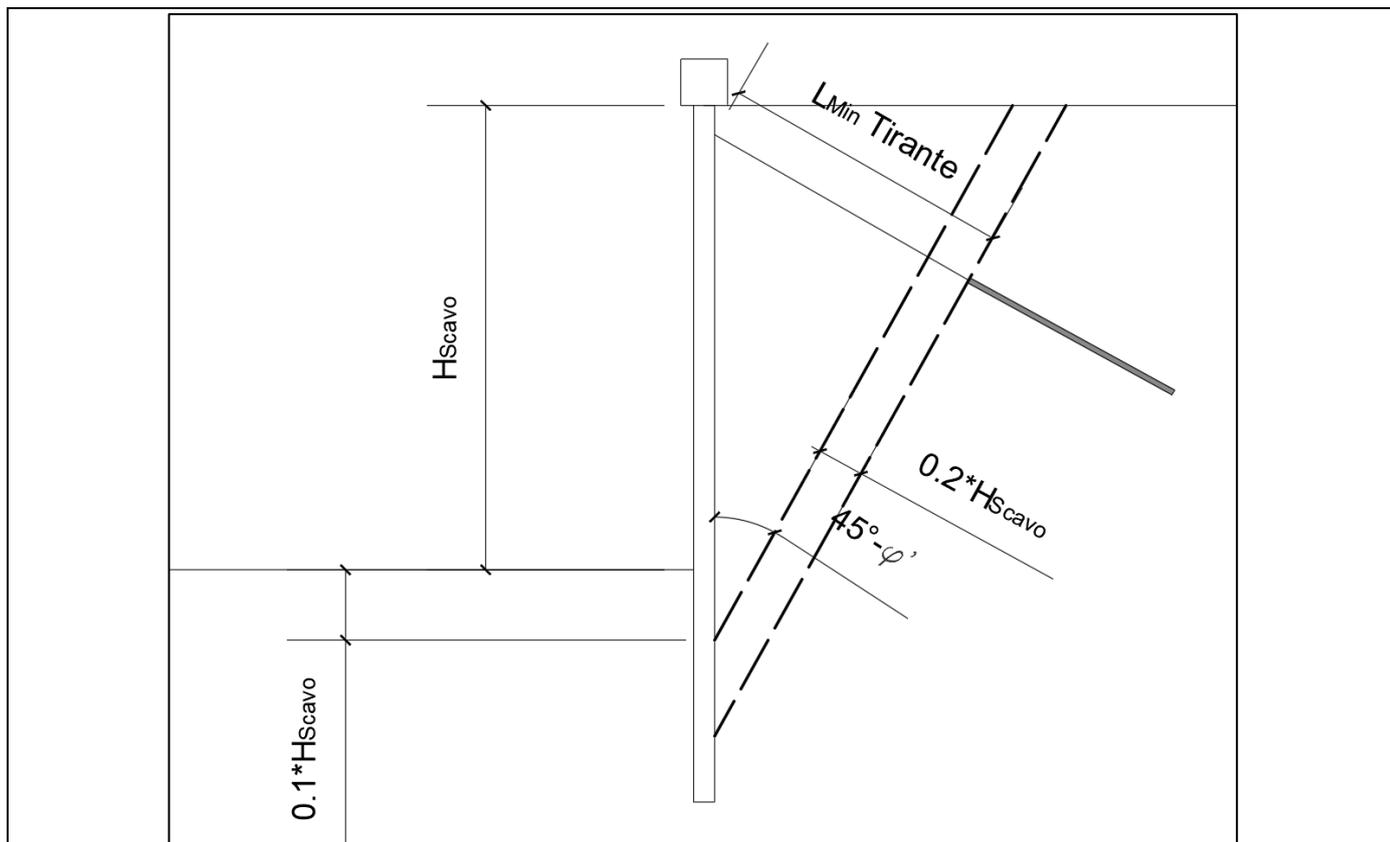


Figura 18-Schema Lunghezza Libera Tirante

16.2.1 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:

16.3 Risultati

Nelle figure seguenti si riporta:

- Momento flettente sulla paratia in tutte le fasi in condizioni statiche (SLU-STR) (Figura 19.);
- Inviluppo del momento flettente sulla paratia in condizioni statiche (SLU-STR) (Figura 20.);
- Sforzo di taglio sulla paratia in tutte le fasi in condizioni statiche (Figura 21.);
- Inviluppo dello sforzo di taglio sulla paratia in condizioni statiche (SLU-STR) (Figura 22);
- Tiro nei tiranti per tutte le fasi in condizioni statiche (SLU-STR) (Figura 23);
- Inviluppo dello sforzo assiale sui tiranti in condizioni statiche (SLU-STR) (Figura 24);

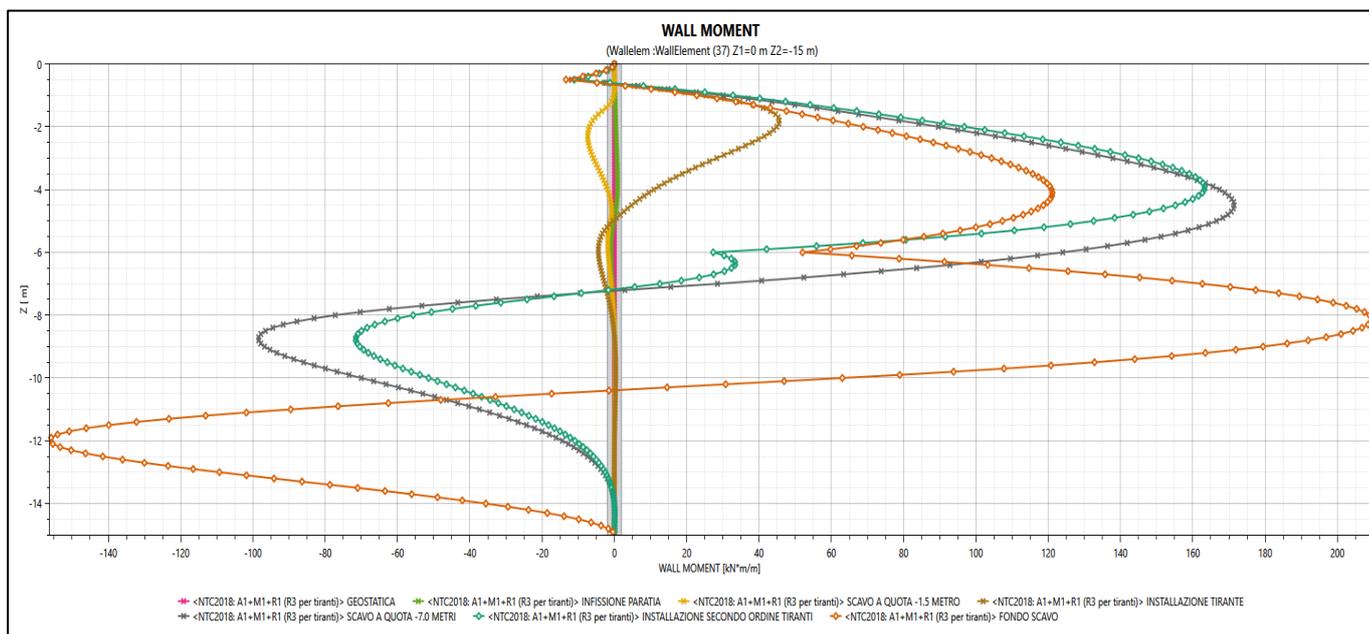


Figura 19-Momento Flettente sulla paratia per tutte le fasi di scavo in condizioni statiche

progettazione ati:

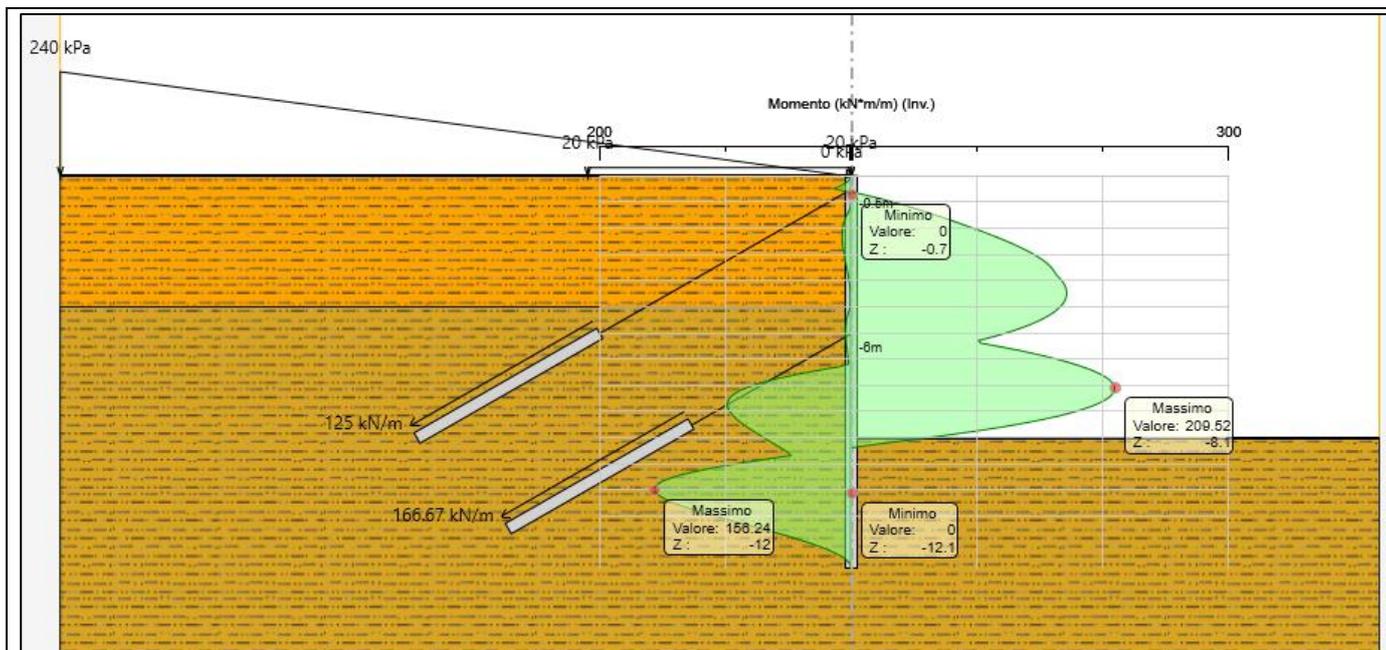


Figura 20-Involuppo del Momento Flettente in condizioni statiche

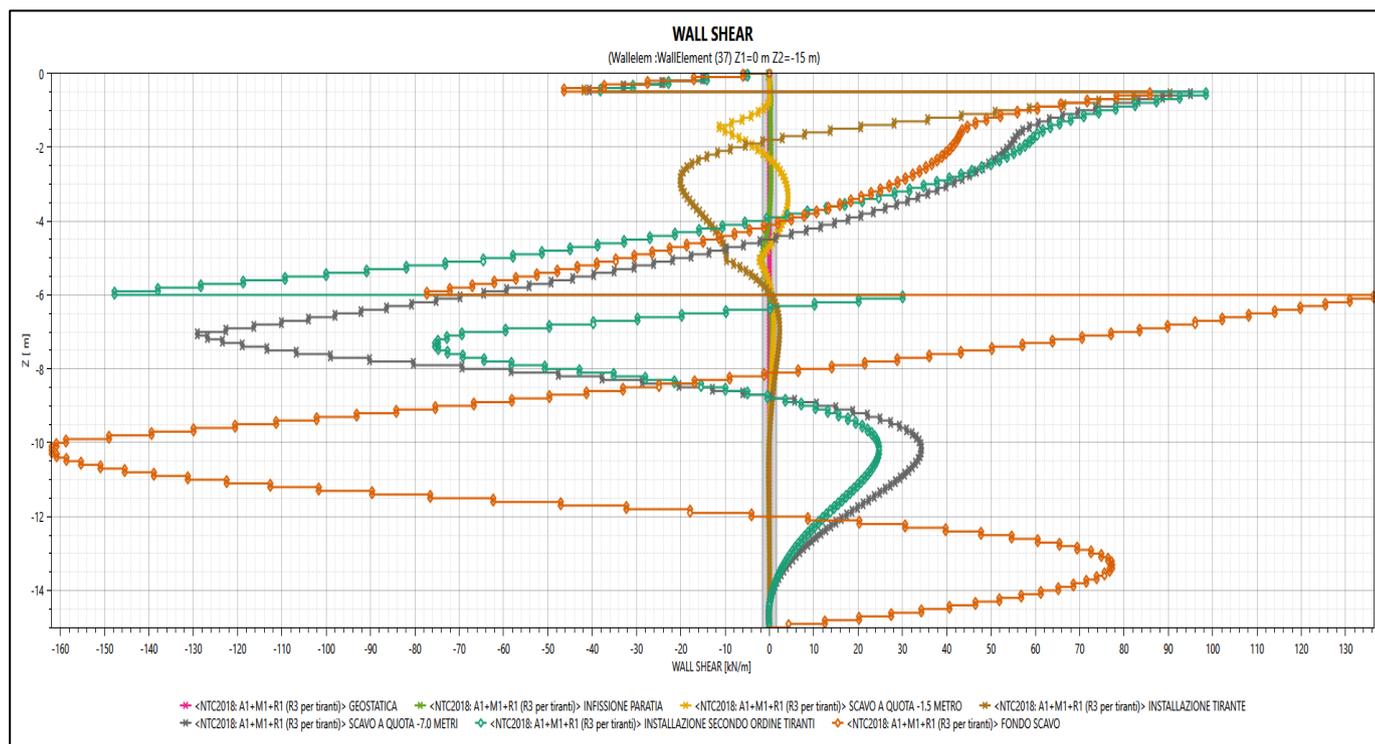


Figura 21-Sforzo di taglio sulla paratia per tutte le fasi di scavo

progettazione ati:

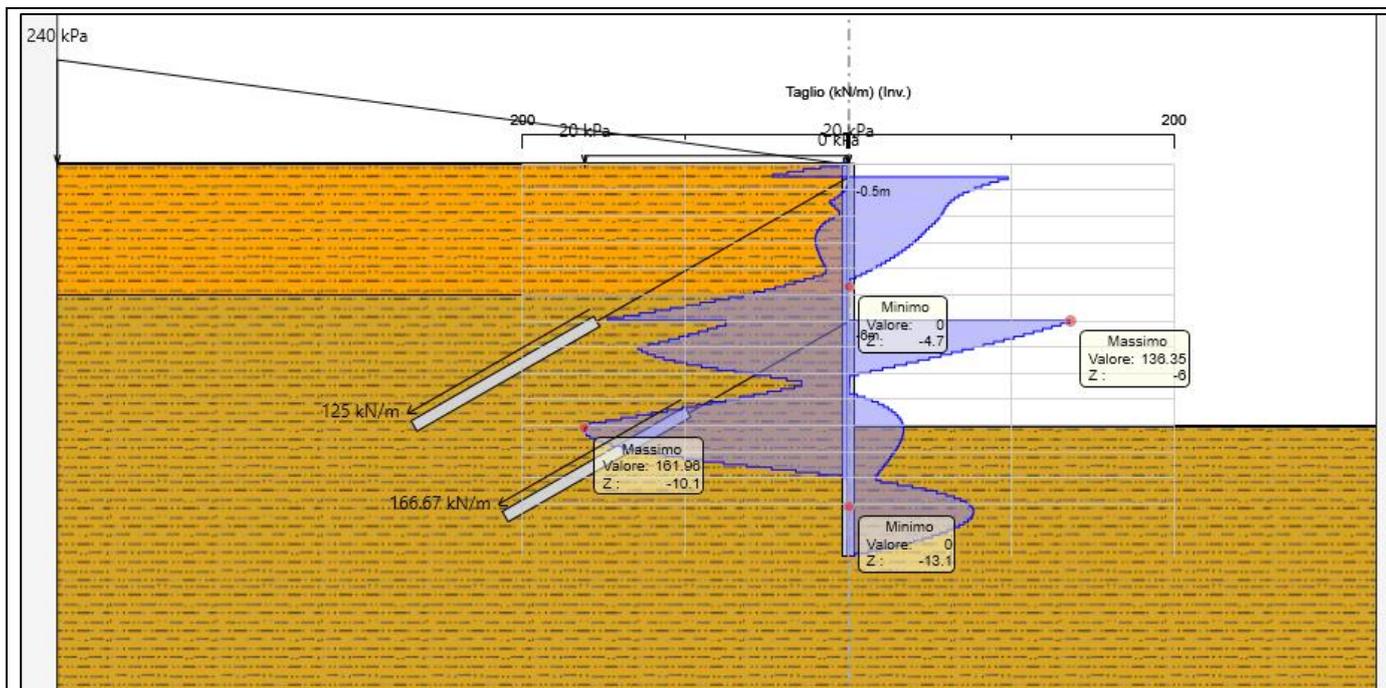


Figura 22-Inviluppo sforzo di taglio in condizioni statiche

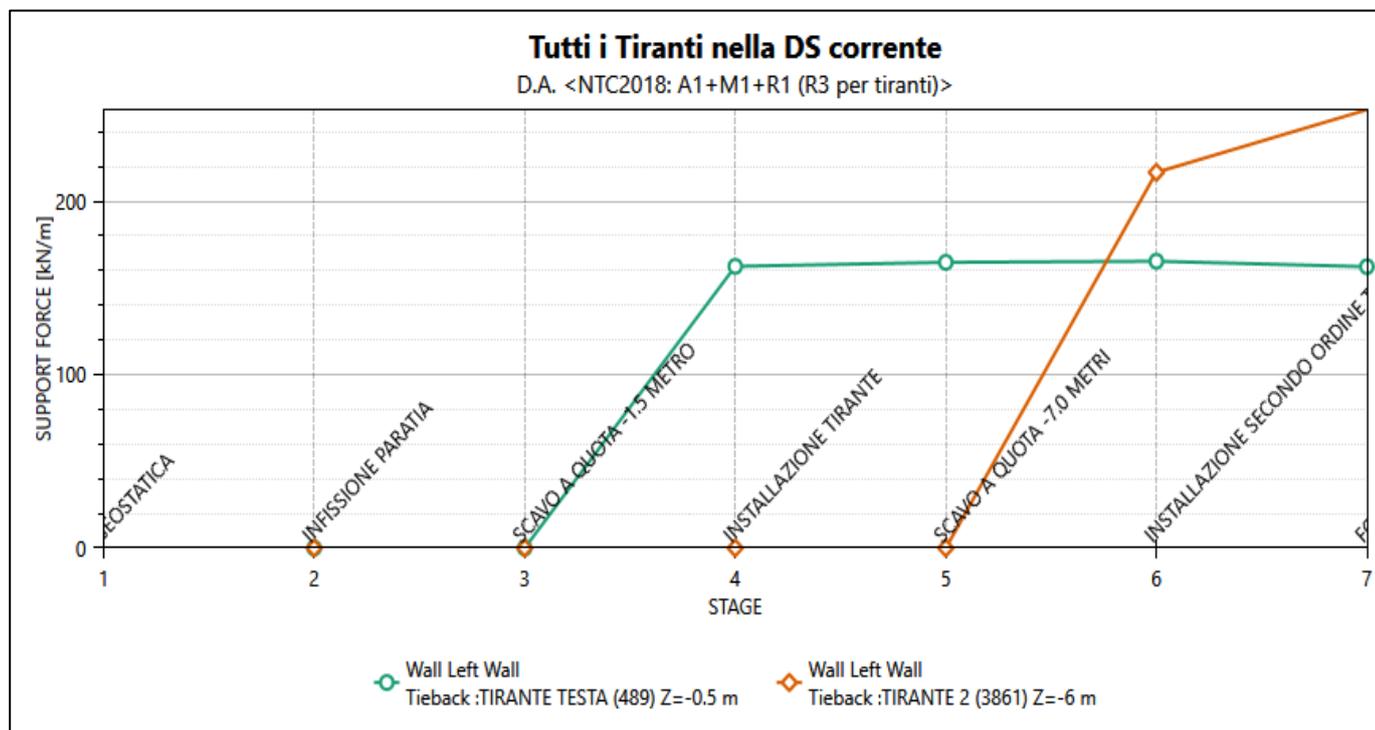


Figura 23-Tiro nei Tiranti per tutte le Fasi di calcolo

progettazione ati:

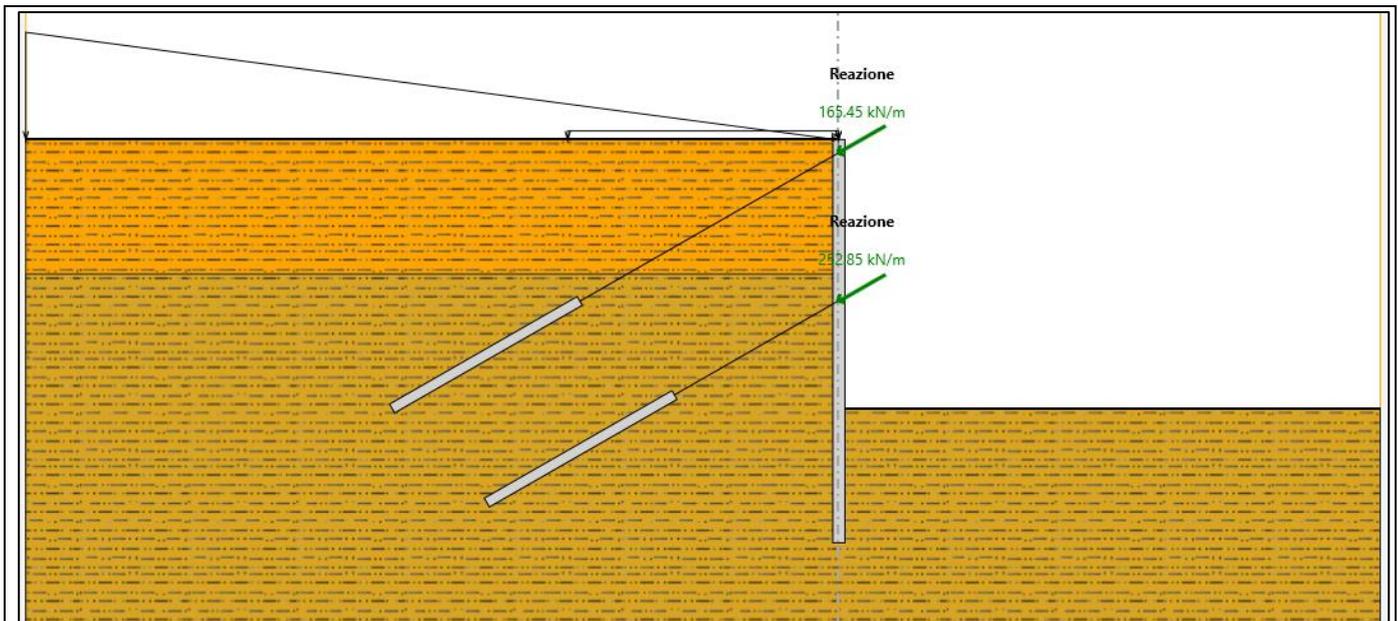


Figura 24-Inviluppo Tiro nei tiranti in Condizioni Statiche

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

progettazione ati:

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	2.4	30	300	SLU STR	165.45
2		4		7	8	2.4	30	400		252.85

Tabella 6 – Valore massimo dello sforzo assiale sui tiranti

progettazione ati:

16.4 Verifiche strutturali e geotecniche

16.4.1 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 25 si riporta il calcolo eseguito per la sezione avente momento flettente maggiore e per la sezione avente taglio maggiore.

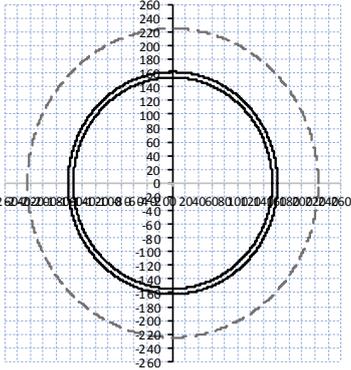
VERIFICA MEDIOPALO							
Materiale							
Acciaio	S355		Tipo di acciaio				
f_{yk}	355	N/mm ²	Tensione di snervamento				
f_{tk}	510	N/mm ²	Tensione di rottura				
γ_{M0}	1.05	-	Coefficiente parziale di sicurezza				
f_{yd}	338.10	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto				
Caratteristiche Sezione							
Tubo: $\phi 323,9 \times 8,0$							
		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 25-Verifica Strutturale Mediopalo

progettazione ati:

16.4.2 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_ult 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:

16.4.3 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

16.4.4 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:

16.4.5 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.

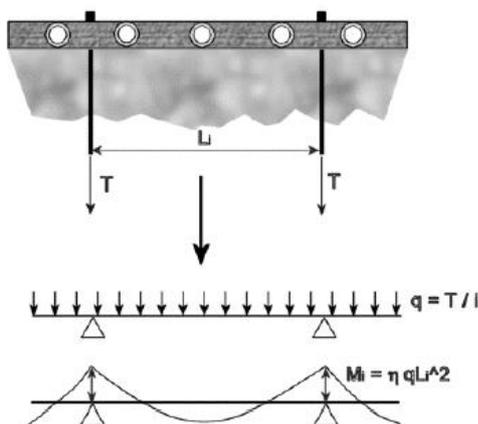


Figura 26-Schema statico trave di ripartizione

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 27 sono riportati i risultati della verifica.

progettazione ati:

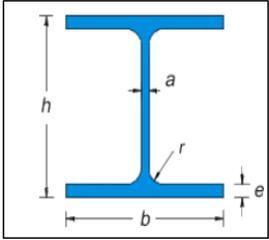
VERIFICA DELLA TRAVE DI RIPARTIZIONE SLU-STR							
Materiale	S275	-					
f_{yk}	275	N/mm ²	f_{yd}	261.90	N/mm ²		
f_{tk}	430	N/mm ²					
γ_{M0}	1.05	-					
γ_{M1}	1.05	-					
Profilo	HEB180	Proprietà Sezione					
		a	8.5	mm	J_x	3831	cm ⁴
		b	180	mm	J_y	1363	cm ⁴
		e	14	mm	$W_{el,x}$	425.7	cm ³
		r	15	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	$V_c, R_d > V_{ed}$	Verifica Superata
2	SLU-STR	182.05	20.24	306.05	0.59	$V_c, R_d > V_{ed}$	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	$M_c, R_d > M_{ed}$	Verifica Superata
2	SLU-STR	72.82	686.95	175.47	0.42	$M_c, R_d > M_{ed}$	Verifica Superata

Figura 27-Verifica Trave di Ripartizione

16.4.6 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:

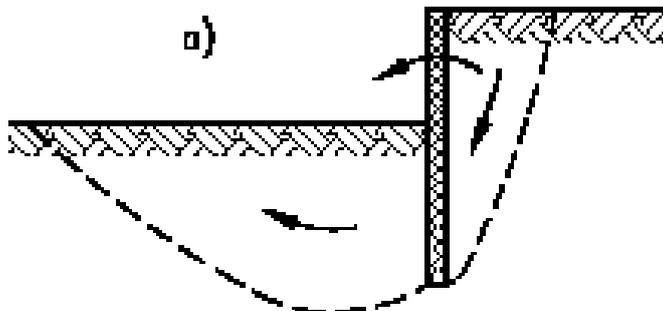


Figura 28-Meccanismo di collasso

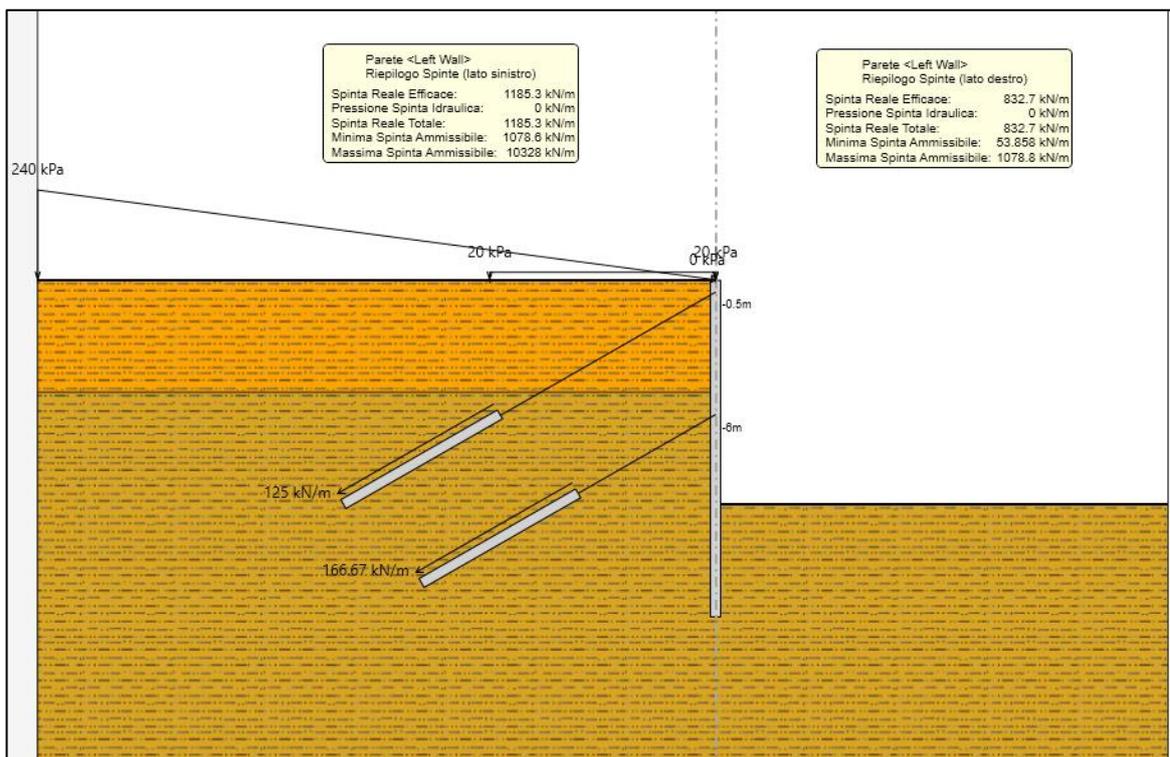


Figura 29-Mobilitazione Spinte SLU-GEO

progettazione ati:

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

16.4.7 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.

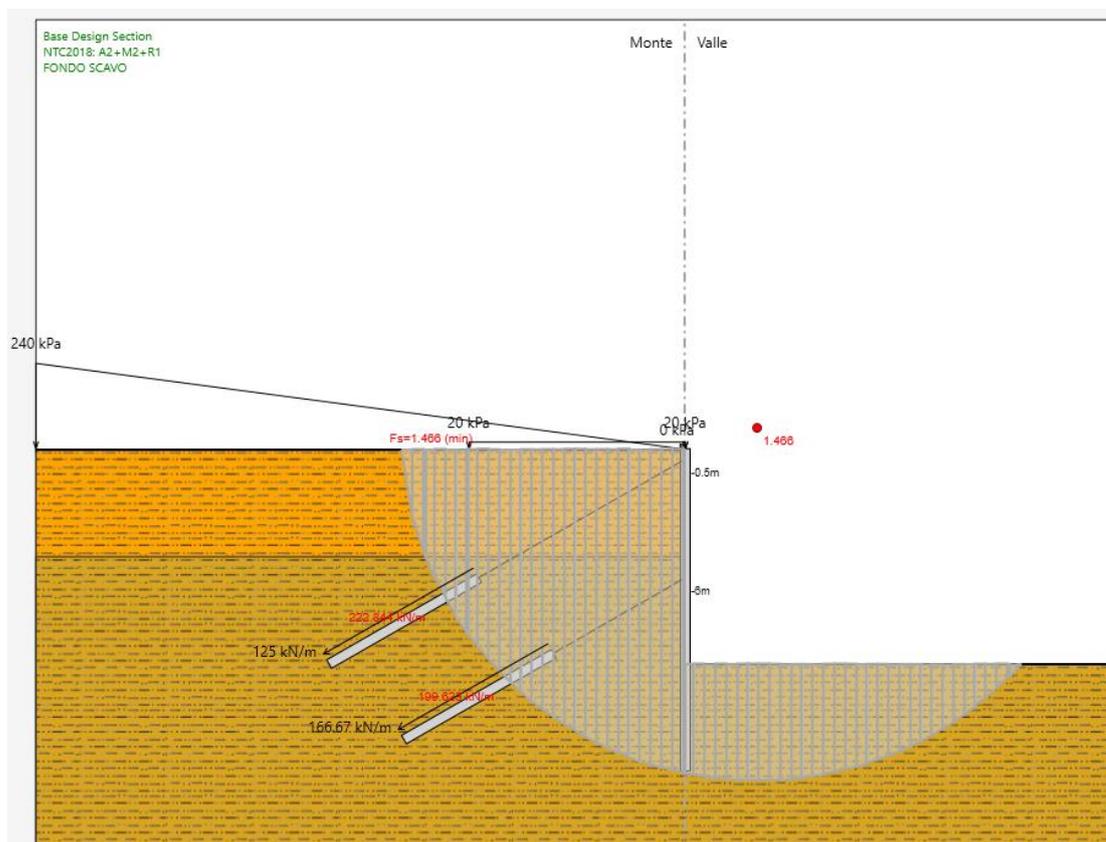


Figura 30-Analisi Stabilità globale SLU-GEO

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:

17 VERIFICA MURO ANDATORE

17.1 Geometria muro

Geometria paramento

Lunghezza muro 6.00 [m]

Paramento

Materiale	C32/40	
Altezza paramento	6.65	[m]
Altezza paramento libero	6.65	[m]
Spessore in sommità paramento	1.20	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1.20	[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	2.75	[m]
Lunghezza totale	4.95 [m]	
Inclinazione piano di posa	0.00	[°]
Spessore	1.20	[m]
Spessore magrone	0.20	[m]

progettazione ati:

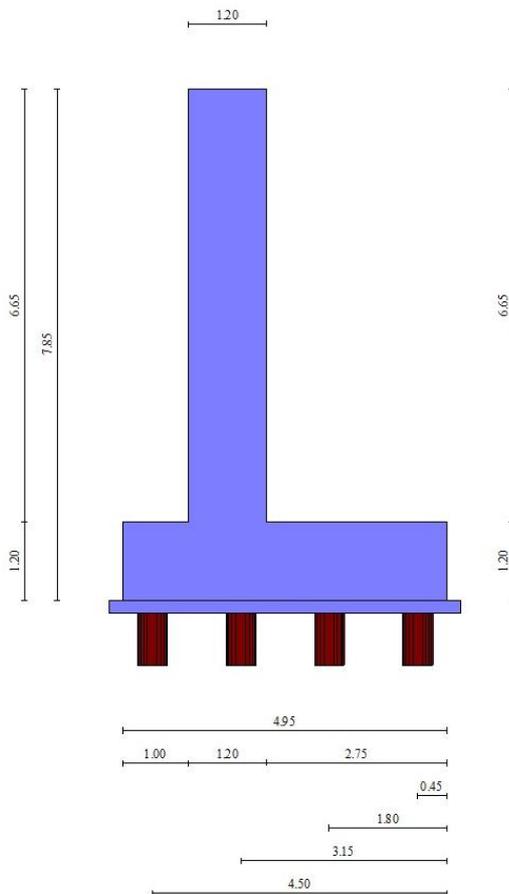


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

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 [°]

progettazione ati:

n°	Tipologia	X [m]	I [m]	f [m]	Np	D [m]	L [m]	α [°]	ALL
1	Tipologia palo	0.45	1.40	0.50	4	0.4500	10.00	0.00	Sfalsati
2	Tipologia palo	1.80	1.40	0.50	4	0.4500	10.00	0.00	Sfalsati
3	Tipologia palo	3.15	1.40	0.50	4	0.4500	10.00	0.00	Sfalsati
4	Tipologia palo	4.50	1.40	0.50	4	0.4500	10.00	0.00	Sfalsati

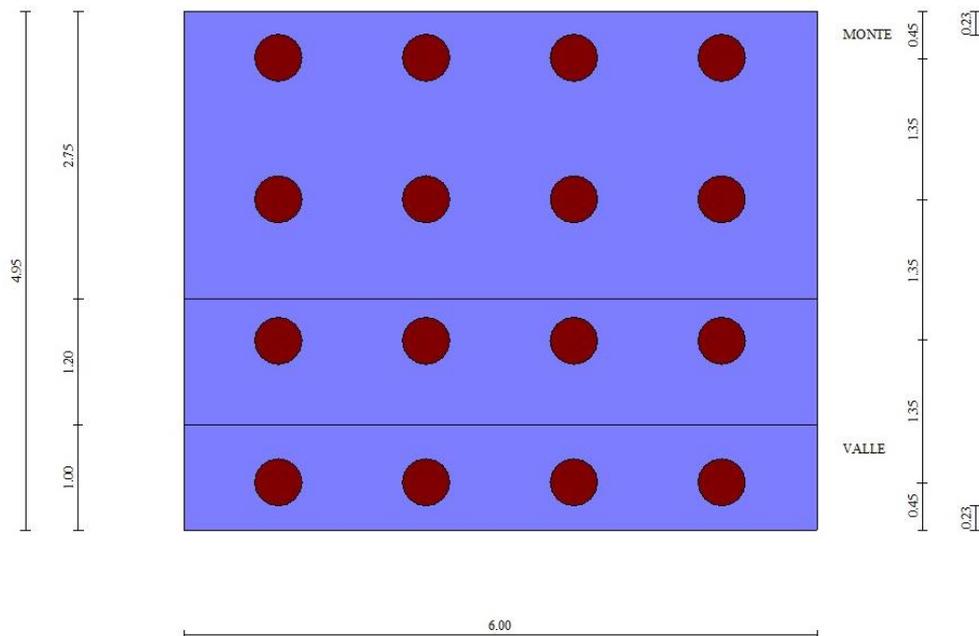
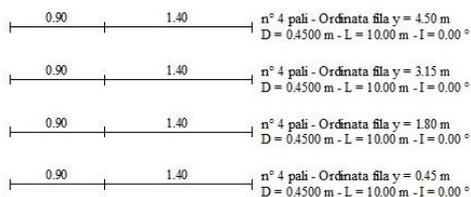


Fig. 2 - Pianta pali

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:

17.2 Parametri Sismici

Latitudine	43.664518
Longitudine	12.510445
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]	2.222	0.970
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.227	0.099
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.518	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	26.545	13.272
Ultimo - Ribaltamento		1.000	26.545	13.272
Esercizio		1.000	11.871	5.936

Tabella 12-Parametri Sismici

Il diagramma di incremento sismico è stato ipotizzato con forma rettangolare.

17.3 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:

progettazione ati:

- 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.

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

progettazione ati:

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

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:

17.4 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

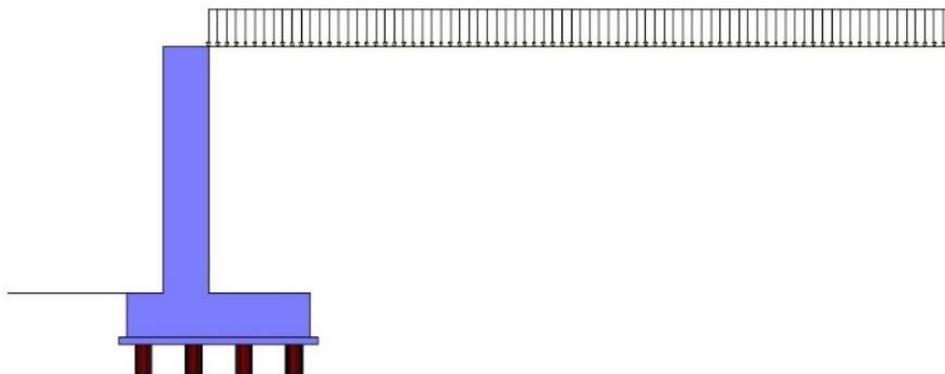
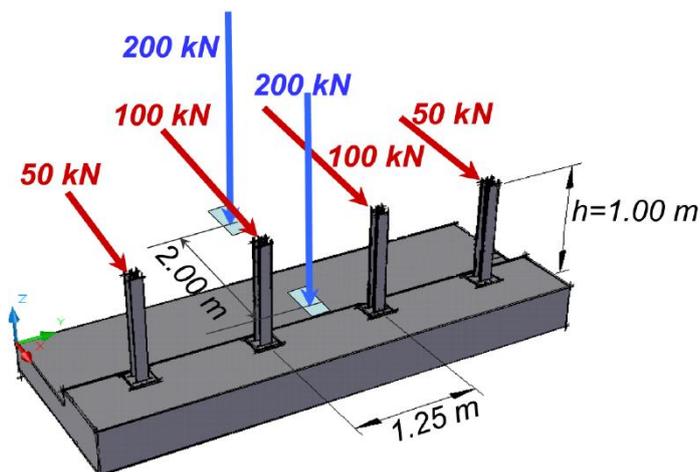


Fig. 4 - Carichi sul terreno

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 conccio 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				

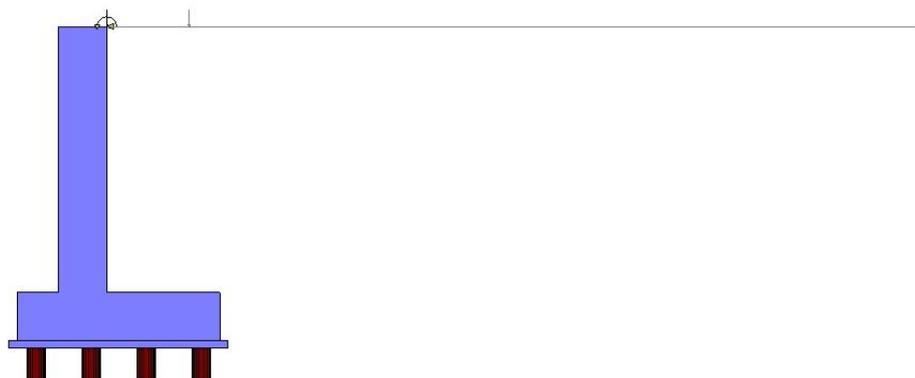


Fig. 5 - Carichi sul muro

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					

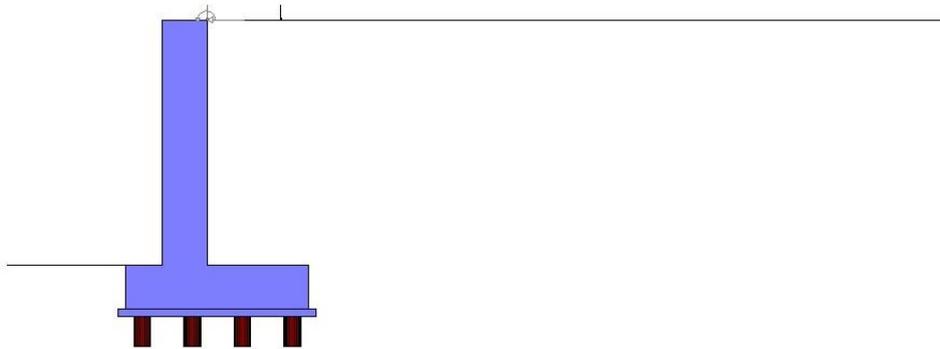


Fig. 6 - Carichi sul terreno

17.5 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

Coeff. 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

Coeff. 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	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_{γ}		1.00	1.00	1.00	1.00

progettazione ati:

Coeff. parziali g_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. Coeff. parziali g_R da applicare alle resistenze caratteristiche

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:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

progettazione ati:

- 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. per I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

progettazione ati:

17.6 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.

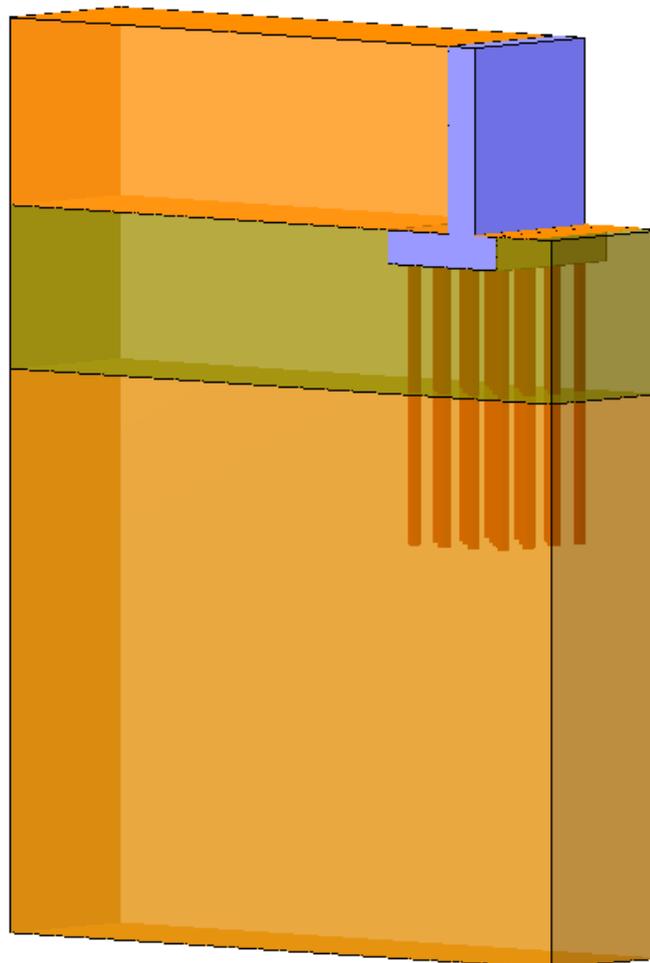


Figura 31-vista 3d del modello di calcolo

progettazione ati:

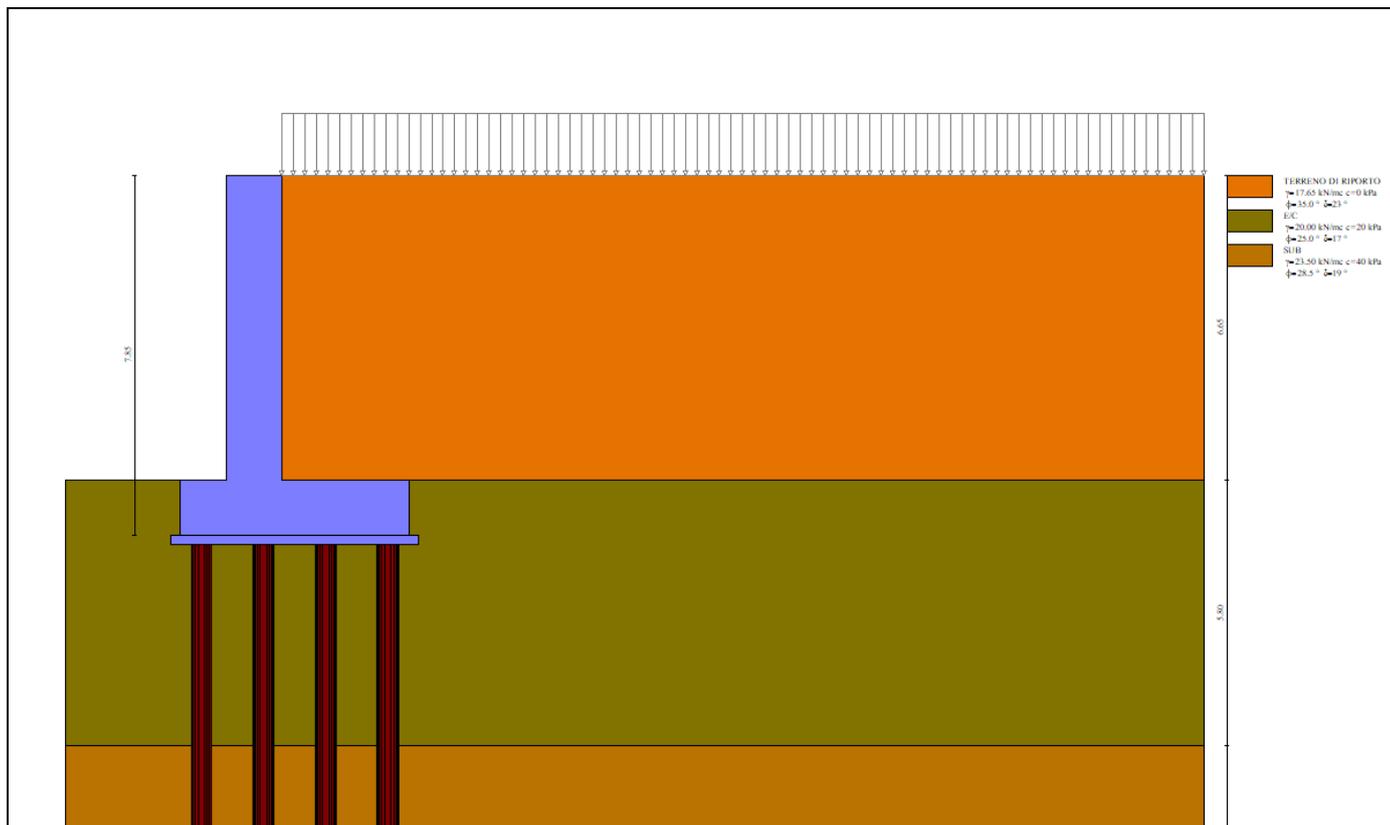


Figura 32-Stratigrafia modello di calcolo

progettazione ati:

17.7 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)	825.00	208.61	608.08	2509.02	0.171
2 - STR (A1-M1-R3)	849.00	411.49	1435.89	2534.46	1.181
3 - STR (A1-M1-R3)	661.18	383.29	1568.71	2239.03	1.461
4 - STR (A1-M1-R3)	1025.38	208.61	608.08	3059.13	0.085
5 - STR (A1-M1-R3)	921.84	208.61	608.08	2855.24	0.037
6 - STR (A1-M1-R3)	928.54	208.61	608.08	2712.91	0.208
7 - GEO (A2-M2-R2)	798.17	210.29	620.71	2391.35	0.257
8 - GEO (A2-M2-R2)	849.00	411.49	1435.89	2534.46	1.181
9 - GEO (A2-M2-R2)	661.18	383.29	1568.71	2239.03	1.461
10 - ECC	780.55	194.85	1033.18	2253.62	0.911
11 - SLER	784.24	152.95	458.27	2333.72	0.084
12 - SLEF	742.03	130.09	373.61	2170.16	0.054
13 - SLEQ	713.89	114.85	317.18	2061.13	0.032
14 - SLEQ	771.79	241.06	792.13	2260.30	0.573
15 - SLEQ	686.32	224.82	837.30	2120.89	0.605

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]

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

Cmb	Ip	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
1 - STR (A1-M1-R3)	1	158.66	(*)	-78.23
	2	259.14		-78.23
	3	359.61		-78.23
	4	460.08		-78.23
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	-233.79		-154.31
	2	191.86		-154.31
	3	606.69		-154.31
	4	708.72		-154.31
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	-259.34		-143.73
	2	109.91		-143.73
	3	479.15		-143.73
	4	662.03		-143.73
4 - STR (A1-M1-R3)	1	249.45		-78.23
	2	339.50		-78.23
	3	429.54		-78.23
	4	519.58		-78.23
5 - STR (A1-M1-R3)	1	225.76		-78.23
	2	305.71		-78.23
	3	385.67		-78.23
	4	465.63		-78.23
6 - STR (A1-M1-R3)	1	182.36		-78.23
	2	292.92		-78.23
	3	403.48		-78.23
	4	514.04		-78.23
10 - ECC	1	-16.05		-73.07
	2	190.37		-73.07
	3	396.79		-73.07
	4	599.71		-73.07
11 - SLER	1	194.51		-57.36
	2	260.90		-57.36
	3	327.28		-57.36
	4	393.67		-57.36
12 - SLEF	1	198.12		-48.78
	2	251.55		-48.78
	3	304.97		-48.78
	4	358.40		-48.78
13 - SLEQ	1	200.53		-43.07
	2	245.32		-43.07
	3	290.10		-43.07
	4	334.89		-43.07
14 - SLEQ H + V	1	34.62		-90.40
	2	204.49		-90.40
	3	374.35		-90.40
	4	544.22		-90.40
15 - SLEQ H - V	1	18.93		-84.31
	2	177.89		-84.31
	3	336.85		-84.31
	4	495.81		-84.31

progettazione ati:

(*) 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)

17.7.1 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 [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	0.00	0.00	33.33	0.00	80.00	0.00	68.00
2	-0.10	2.58	36.31	0.02	80.02	0.00	75.94
3	-0.20	5.16	39.29	0.08	80.08	0.01	83.89
4	-0.30	7.75	42.27	0.18	80.18	0.02	91.84
5	-0.40	10.33	45.24	0.31	80.31	0.04	99.80
6	-0.50	12.91	48.22	0.49	80.49	0.08	107.78
7	-0.60	15.49	51.20	0.70	80.70	0.14	115.78
8	-0.69	18.08	54.18	0.96	80.96	0.22	123.80
9	-0.79	20.66	57.15	1.25	81.25	0.33	131.85
10	-0.89	23.24	60.13	1.58	81.58	0.47	139.93
11	-0.99	25.82	63.11	1.95	81.95	0.65	148.05
12	-1.09	28.41	66.09	2.36	82.36	0.86	156.20
13	-1.19	30.99	69.06	2.81	82.81	1.12	164.40
14	-1.29	33.57	72.04	3.30	83.30	1.42	172.64
15	-1.39	36.15	75.02	3.83	83.83	1.77	180.94
16	-1.49	38.74	78.00	4.39	84.44	2.18	189.29
17	-1.59	41.32	80.97	5.00	85.25	2.65	197.71
18	-1.69	43.90	83.95	5.64	86.29	3.17	206.22
19	-1.79	46.48	86.93	6.32	87.63	3.77	214.85
20	-1.89	49.07	89.91	7.05	89.22	4.43	223.62
21	-1.99	51.65	92.89	7.81	90.93	5.17	232.56
22	-2.08	54.23	95.86	8.61	92.72	5.98	241.67
23	-2.18	56.81	98.84	9.45	94.50	6.88	250.96
24	-2.28	59.40	101.82	10.32	96.27	7.86	260.43
25	-2.38	61.98	104.80	11.24	98.03	8.93	270.08
26	-2.48	64.56	107.77	12.20	99.78	10.09	279.89
27	-2.58	67.14	110.75	13.19	101.52	11.35	289.88
28	-2.68	69.73	113.73	14.23	103.25	12.71	300.04
29	-2.78	72.31	116.71	15.30	104.97	14.18	310.38
30	-2.88	74.89	119.68	16.41	106.68	15.75	320.88
31	-2.98	77.47	122.66	17.56	108.38	17.44	331.55
32	-3.08	80.05	125.64	18.75	110.08	19.24	342.39
33	-3.18	82.64	128.62	19.98	111.77	21.16	353.40
34	-3.28	85.22	131.59	21.25	113.45	23.21	364.58
35	-3.37	87.80	134.57	22.56	115.13	25.38	375.92
36	-3.47	90.38	137.55	23.91	116.80	27.69	387.43
37	-3.57	92.97	140.53	25.29	118.46	30.13	399.11
38	-3.67	95.55	143.50	26.72	120.13	32.71	410.95
39	-3.77	98.13	147.09	28.18	121.78	35.43	422.96
40	-3.87	100.71	150.96	29.68	123.44	38.30	435.12
41	-3.97	103.30	154.84	31.22	125.09	41.32	447.46
42	-4.07	105.88	158.71	32.80	126.73	44.50	459.96

progettazione ati:

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
43	-4.17	108.46	162.58	34.42	128.38	47.84	472.62
44	-4.27	111.04	166.45	36.08	130.02	51.34	485.44
45	-4.37	113.63	170.32	37.78	131.68	55.00	498.43
46	-4.47	116.21	174.19	39.52	133.36	58.84	511.58
47	-4.57	118.79	178.06	41.29	135.07	62.85	524.90
48	-4.66	121.37	181.93	43.11	137.28	67.04	538.39
49	-4.76	123.96	185.80	44.96	141.14	71.41	552.06
50	-4.86	126.54	189.67	46.85	145.03	75.96	565.91
51	-4.96	129.12	193.54	48.78	148.97	80.71	579.95
52	-5.06	131.70	197.42	50.76	152.94	85.65	594.17
53	-5.16	134.29	201.29	52.77	156.96	90.78	608.59
54	-5.26	136.87	205.16	54.81	161.01	96.12	623.20
55	-5.36	139.45	209.03	56.90	165.10	101.67	638.02
56	-5.46	142.03	212.90	59.03	169.23	107.42	653.04
57	-5.56	144.61	216.77	61.20	173.40	113.39	668.27
58	-5.66	147.20	220.64	63.40	177.61	119.57	683.71
59	-5.76	149.78	224.51	65.64	181.86	125.97	699.37
60	-5.86	152.36	228.38	67.93	186.15	132.60	715.26
61	-5.96	154.94	232.25	70.25	190.47	139.46	731.37
62	-6.05	157.53	236.12	72.61	194.84	146.55	747.70
63	-6.15	160.11	240.00	75.01	199.24	153.87	764.28
64	-6.25	162.69	243.87	77.45	203.68	161.44	781.09
65	-6.35	165.27	247.74	79.93	208.17	169.25	798.14
66	-6.45	167.86	251.61	82.44	212.69	177.31	815.44
67	-6.55	170.44	255.48	85.00	217.25	185.62	832.98
68	-6.65	173.02	259.35	87.60	221.84	194.18	850.78

Tabella 13-Valori delle sollecitazioni sul paramento per l'involuppo delle combinazioni di carico

progettazione ati:

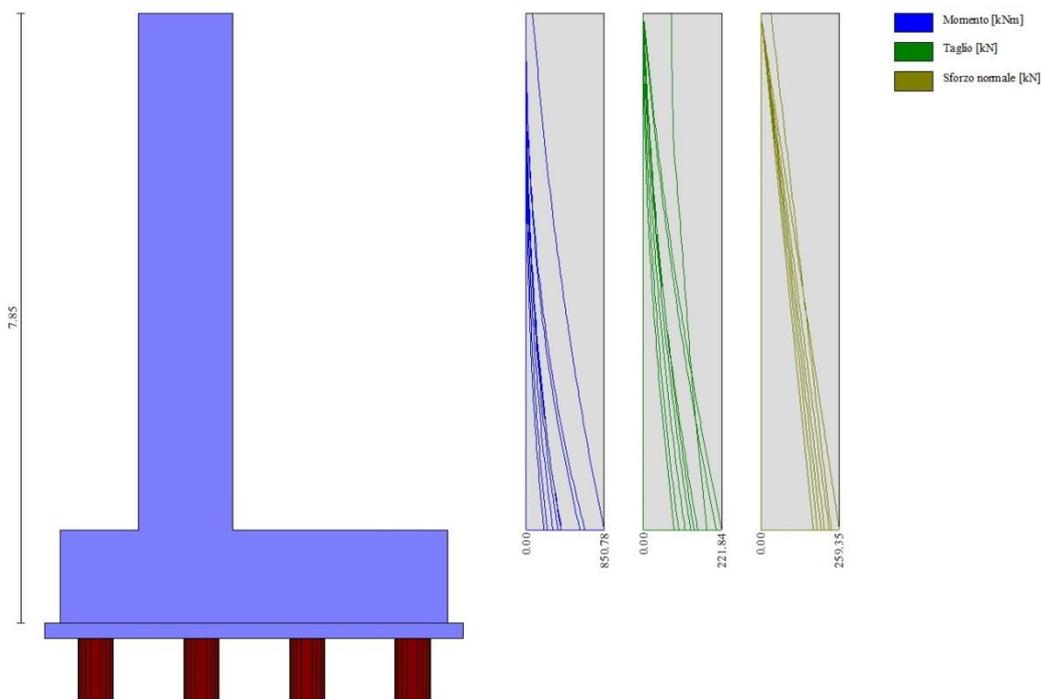


Figura 33-Diagramma delle sollecitazioni lungo il paramento per l'involuppo delle combinazioni di carico

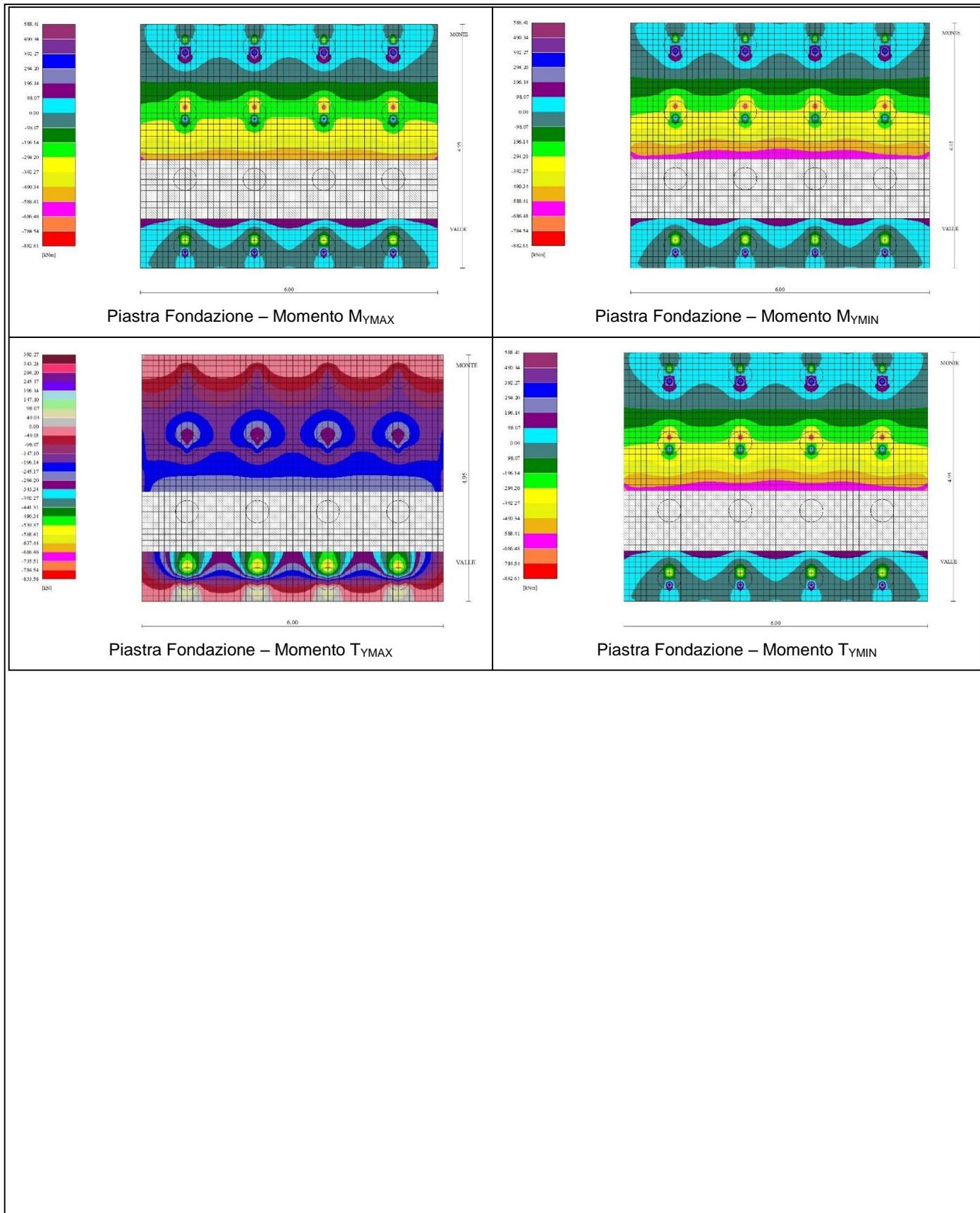
17.7.2 Sollecitazioni Piastra di fondazione

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]	
1901	118.37 (3)	-7.76 (3)	0.53 (3)	1.61 (3)	-18.43 (3)	MAX
422	-238.52 (3)	-795.08 (3)	171.87 (3)	0.00 (3)	-213.18 (3)	MIN
1503	81.65 (2)	557.70 (2)	1.32 (2)	3.41 (2)	-432.74 (2)	MAX
422	-238.52 (3)	-795.08 (3)	171.87 (3)	0.00 (3)	-213.18 (3)	MIN
86	-88.51 (2)	-97.34 (2)	195.02 (2)	-243.40 (2)	-297.69 (2)	MAX
1854	-88.51 (2)	-97.34 (2)	-195.02 (2)	243.40 (2)	-297.69 (2)	MIN
1769	-53.39 (2)	-70.74 (2)	-47.55 (2)	375.18 (2)	-244.59 (2)	MAX
105	-53.39 (2)	-70.74 (2)	47.55 (2)	-375.18 (2)	-244.59 (2)	MIN
1939	-81.69 (10)	46.00 (10)	-6.05 (10)	6.42 (10)	102.98 (10)	MAX
1031	-41.44 (2)	-218.34 (2)	-1.18 (2)	3.19 (2)	-789.50 (2)	MIN

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO



progettazione ati:

17.8 Verifiche strutturali

17.8.1 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	sfuerzo normale agente espressa in [kN]
Mu	momento ultimi espresso in [kNm]
Nu	sfuerzo 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	1.20	0.001963	0.003927	68.00	33.33	2641.06	1294.62	38.839
2	1.00	1.20	0.001963	0.003927	75.94	36.31	2618.80	1252.15	34.485
3	1.00	1.20	0.001963	0.003927	83.89	39.29	2600.98	1218.18	31.006
4	1.00	1.20	0.001963	0.003927	91.84	42.27	2586.37	1190.29	28.162
5	1.00	1.20	0.001963	0.003927	99.80	45.24	2574.11	1166.92	25.792
6	1.00	1.20	0.001963	0.003927	107.78	48.22	2563.65	1146.95	23.785
7	1.00	1.20	0.001963	0.003927	115.78	51.20	2554.56	1129.62	22.064
8	1.00	1.20	0.001963	0.003927	123.80	54.18	2546.57	1114.36	20.569
9	1.00	1.20	0.001963	0.003927	131.85	57.15	2539.43	1100.75	19.259
10	1.00	1.20	0.001963	0.003927	139.93	60.13	2532.98	1088.45	18.101
11	1.00	1.20	0.001963	0.003927	148.05	63.11	2527.09	1077.22	17.069
12	1.00	1.20	0.001963	0.003927	156.20	66.09	2521.66	1066.86	16.143
13	1.00	1.20	0.001963	0.003927	164.40	69.06	2516.61	1057.22	15.308
14	1.00	1.20	0.001963	0.003927	172.64	72.04	2511.86	1048.16	14.549
15	1.00	1.20	0.001963	0.003927	180.94	75.02	2507.37	1039.59	13.858
16	1.00	1.20	0.001963	0.003927	189.29	78.00	2503.08	1031.41	13.224
17	1.00	1.20	0.001963	0.003927	197.71	80.97	2498.93	1023.48	12.640
18	1.00	1.20	0.001963	0.003927	206.22	83.95	2494.82	1015.66	12.098
19	1.00	1.20	0.001963	0.003927	214.85	86.93	2490.69	1007.77	11.593
20	1.00	1.20	0.001963	0.003927	223.62	89.91	2486.45	999.69	11.119
21	1.00	1.20	0.001963	0.003927	232.56	92.89	2482.08	991.35	10.673
22	1.00	1.20	0.001963	0.003927	241.67	95.86	2477.58	982.76	10.252
23	1.00	1.20	0.001963	0.003927	250.96	98.84	2472.96	973.96	9.854
24	1.00	1.20	0.001963	0.003927	260.43	101.82	2468.26	964.99	9.478
25	1.00	1.20	0.001963	0.003927	270.08	104.80	2463.50	955.89	9.122
26	1.00	1.20	0.001963	0.003927	279.89	107.77	2458.69	946.72	8.784
27	1.00	1.20	0.001963	0.003927	289.88	110.75	2453.86	937.51	8.465
28	1.00	1.20	0.001963	0.003927	300.04	113.73	2449.02	928.27	8.162
29	1.00	1.20	0.001963	0.003927	310.38	116.71	2444.18	919.04	7.875
30	1.00	1.20	0.001963	0.003927	320.88	119.68	2439.35	909.84	7.602
31	1.00	1.20	0.001963	0.003927	331.55	122.66	2434.56	900.69	7.343
32	1.00	1.20	0.001963	0.003927	342.39	125.64	2429.79	891.59	7.096
33	1.00	1.20	0.001963	0.003927	353.40	128.62	2425.06	882.57	6.862
34	1.00	1.20	0.001963	0.003927	364.58	131.59	2420.37	873.62	6.639
35	1.00	1.20	0.001963	0.003927	375.92	134.57	2415.73	864.77	6.426

progettazione ati:

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
36	1.00	1.20	0.001963	0.003927	387.43	137.55	2411.14	856.02	6.223
37	1.00	1.20	0.001963	0.003927	399.11	140.53	2406.61	847.37	6.030
38	1.00	1.20	0.001963	0.003927	410.95	143.50	2402.13	838.83	5.845
39	1.00	1.20	0.001963	0.003927	422.96	146.48	2397.71	830.40	5.669
40	1.00	1.20	0.001963	0.003927	435.12	149.46	2393.35	822.09	5.500
41	1.00	1.20	0.001963	0.003927	447.46	152.44	2389.06	813.89	5.339
42	1.00	1.20	0.001963	0.003927	459.96	155.42	2384.82	805.81	5.185
43	1.00	1.20	0.001963	0.003927	472.62	158.39	2380.65	797.85	5.037
44	1.00	1.20	0.001963	0.003927	485.44	161.37	2376.54	790.01	4.896
45	1.00	1.20	0.001963	0.003927	498.43	164.35	2372.49	782.29	4.760
46	1.00	1.20	0.001963	0.003927	511.58	167.33	2368.50	774.68	4.630
47	1.00	1.20	0.001963	0.003927	524.90	170.30	2364.57	767.18	4.505
48	1.00	1.20	0.001963	0.003927	538.39	173.28	2360.69	759.78	4.385
49	1.00	1.20	0.001963	0.003927	552.06	176.26	2356.87	752.48	4.269
50	1.00	1.20	0.001963	0.003927	565.91	179.24	2353.08	745.27	4.158
51	1.00	1.20	0.001963	0.003927	579.95	182.21	2349.35	738.14	4.051
52	1.00	1.20	0.001963	0.003927	594.17	185.19	2345.65	731.09	3.948
53	1.00	1.20	0.001963	0.003927	608.59	188.17	2342.00	724.12	3.848
54	1.00	1.20	0.001963	0.003927	623.20	191.15	2338.38	717.22	3.752
55	1.00	1.20	0.001963	0.003927	638.02	194.12	2334.80	710.39	3.659
56	1.00	1.20	0.001963	0.003927	653.04	197.10	2331.26	703.63	3.570
57	1.00	1.20	0.001963	0.003927	668.27	200.08	2327.74	696.93	3.483
58	1.00	1.20	0.001963	0.003927	683.71	203.06	2324.26	690.29	3.399
59	1.00	1.20	0.001963	0.003927	699.37	206.03	2320.81	683.71	3.318
60	1.00	1.20	0.001963	0.003927	715.26	209.01	2317.40	677.19	3.240
61	1.00	1.20	0.001963	0.003927	731.37	211.99	2314.01	670.73	3.164
62	1.00	1.20	0.001963	0.003927	747.70	214.97	2310.65	664.32	3.090
63	1.00	1.20	0.001963	0.003927	764.28	217.94	2307.32	657.97	3.019
64	1.00	1.20	0.001963	0.003927	781.09	220.92	2304.02	651.67	2.950
65	1.00	1.20	0.001963	0.003927	798.14	223.90	2300.75	645.42	2.883
66	1.00	1.20	0.001963	0.003927	815.44	226.88	2297.50	639.23	2.818
67	1.00	1.20	0.001963	0.003927	832.98	229.86	2294.28	633.09	2.754
68	1.00	1.20	0.001963	0.003927	850.78	232.83	2291.09	627.00	2.693

Tabella 14-Verifica a Flessione paramento

17.8.2 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}).

progettazione ati:

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	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	514.78	80.00	6.435
2	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	515.21	80.02	6.439
3	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	515.65	80.08	6.439
4	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	516.08	80.18	6.437
5	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	516.51	80.31	6.431
6	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	516.95	80.49	6.423
7	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	517.38	80.70	6.411
8	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	517.81	80.96	6.396
9	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	518.25	81.25	6.378
10	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	518.68	81.58	6.358
11	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	519.12	81.95	6.334
12	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	519.55	82.36	6.308
13	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	519.98	82.81	6.279
14	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	520.42	83.30	6.248
15	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	520.85	83.83	6.213
16	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	521.28	84.44	6.173
17	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	521.72	85.25	6.120
18	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	522.15	86.29	6.051
19	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	522.58	87.63	5.964
20	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	523.02	89.22	5.862
21	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	523.45	90.93	5.757
22	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	523.89	92.72	5.650
23	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	524.32	94.50	5.548
24	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	524.75	96.27	5.451
25	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	525.19	98.03	5.357
26	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	525.62	99.78	5.268
27	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	526.05	101.52	5.182
28	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	526.49	103.25	5.099
29	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	526.92	104.97	5.020
30	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	527.35	106.68	4.943
31	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	527.79	108.38	4.870
32	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	528.22	110.08	4.799
33	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	528.65	111.77	4.730
34	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	529.09	113.45	4.664
35	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	529.52	115.13	4.600
36	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	529.96	116.80	4.537
37	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	530.39	118.46	4.477
38	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	530.82	120.13	4.419
39	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	531.26	121.78	4.362
40	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	531.69	123.44	4.307
41	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	532.12	125.09	4.254
42	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	532.56	126.73	4.202
43	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	532.99	128.38	4.152
44	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	533.42	130.02	4.103
45	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	533.86	131.68	4.054
46	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	534.29	133.36	4.006
47	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	534.73	135.07	3.959
48	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	535.01	137.28	3.883
49	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	535.50	141.14	3.780
50	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	535.99	145.03	3.682
51	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	536.48	148.97	3.588
52	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	536.97	152.94	3.498
53	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	537.47	156.96	3.412
54	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	537.96	161.01	3.329
55	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	538.45	165.10	3.249
56	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	538.94	169.23	3.173
57	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	539.43	173.40	3.099
58	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	539.92	177.61	3.029

progettazione ati:

n°	B [m]	H [m]	A _{sw} [mq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
59	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	538.41	181.86	2.961
60	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	538.90	186.15	2.895
61	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	539.39	190.47	2.832
62	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	539.89	194.84	2.771
63	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	540.38	199.24	2.712
64	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	540.87	203.68	2.655
65	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	541.36	208.17	2.601
66	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	541.85	212.69	2.548
67	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	542.34	217.25	2.496
68	1.00	1.20	0.000000	--	0.00	0.00	542.83	221.84	2.447

Tabella 15-Verifica a taglio paramento

17.8.3 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	0.001473	0.001473	6.61	-55.80	-2166.76	55.710 (2)
2-10-P	0.000982	0.000982	4.03	-12.80	-1459.82	91.129 (2)
5-10-P	0.001963	0.001963	0.00	-130.65	-2913.13	39.008 (3)
6-15-P	0.001963	0.001963	0.69	-43.60	-2913.13	94.348 (3)
7-5-P	0.001963	0.001963	55.32	-9.39	2913.13	100.000 (3)
8-6-S	0.001963	0.001963	0.00	-639.47	-2919.64	8.282 (3)
9-6-S	0.001963	0.001963	0.00	-671.59	-2919.64	8.191 (3)
10-6-S	0.002454	0.002454	0.00	-681.20	-3628.42	10.255 (3)
11-6-S	0.001963	0.001963	0.00	-681.20	-2919.64	8.252 (3)
12-6-S	0.001963	0.001963	0.00	-671.59	-2919.64	8.191 (3)
13-6-S	0.001963	0.001963	0.00	-639.47	-2919.64	8.282 (3)

Tabella 16-Verifica a flessione piastra di fondazione

progettazione ati:

17.8.4 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}).

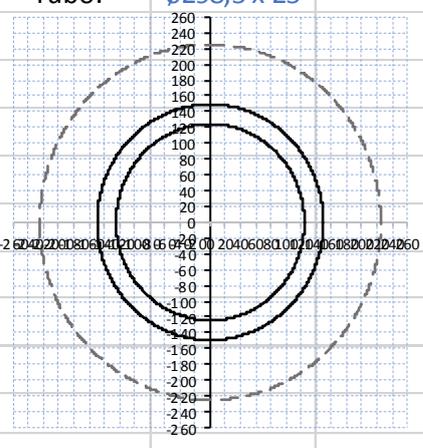
T taglio agente espressa in [kN]

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
1-11-P	0.50	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	192.69	98.97	1.947 (1)
2-5-P	0.50	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	185.52	82.24	2.256 (1)
5-21-P	0.92	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	340.11	31.65	10.746 (1)
6-17-P	0.92	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	340.11	61.28	5.550 (1)
7-1-P	0.92	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	340.11	81.88	4.154 (1)
8-1-S	1.00	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	371.03	255.30	1.453 (1)
9-1-S	1.00	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	371.03	252.23	1.471 (1)
10-1-S	1.00	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	371.03	338.75	1.095 (1)
11-1-S	1.00	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	371.03	338.75	1.095 (1)
12-1-S	1.00	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	371.03	252.23	1.471 (1)
13-1-S	1.00	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	371.03	255.30	1.453 (1)

progettazione ati:

17.8.5 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
709,21	338,74	154,31	282,61	14,35	283,70	0,84	$\sigma_{VM} < f_{yd}$
							Verifica Soddisfatta

progettazione ati:

17.9 Verifiche di esercizio

17.9.1 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]
sc	tensione di compressione nel cls, espressa in [kPa]
sfi	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kPa]
sfs	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]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.00	0.00	0 (11)	0 (11)	0 (11)
2	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.02	2.98	3 (11)	32 (11)	38 (11)
3	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.09	5.96	5 (11)	61 (11)	78 (11)
4	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.22	8.93	8 (11)	88 (11)	120 (11)
5	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.40	11.91	11 (11)	113 (11)	166 (11)
6	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.63	14.89	15 (11)	134 (11)	214 (11)
7	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.94	17.87	18 (11)	153 (11)	266 (11)
8	1.00	1.20	0.001963	0.003927	1.31	20.84	22 (11)	168 (11)	321 (11)
9	1.00	1.20	0.001963	0.003927	1.75	23.82	26 (11)	180 (11)	379 (11)
10	1.00	1.20	0.001963	0.003927	2.26	26.80	30 (11)	189 (11)	441 (11)
11	1.00	1.20	0.001963	0.003927	2.86	29.78	35 (11)	193 (11)	507 (11)
12	1.00	1.20	0.001963	0.003927	3.54	32.75	40 (11)	194 (11)	577 (11)
13	1.00	1.20	0.001963	0.003927	4.30	35.73	45 (11)	191 (11)	652 (11)
14	1.00	1.20	0.001963	0.003927	5.16	38.71	50 (11)	183 (11)	731 (11)
15	1.00	1.20	0.001963	0.003927	6.11	41.69	56 (11)	171 (11)	815 (11)
16	1.00	1.20	0.001963	0.003927	7.16	44.66	62 (11)	154 (11)	903 (11)

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	ofi [kPa]	ofs [kPa]
17	1.00	1.20	0.001963	0.003927	8.31	47.64	69 (11)	132 (11)	997 (11)
18	1.00	1.20	0.001963	0.003927	9.56	50.62	76 (11)	105 (11)	1096 (11)
19	1.00	1.20	0.001963	0.003927	10.93	53.60	83 (11)	74 (11)	1200 (11)
20	1.00	1.20	0.001963	0.003927	12.41	56.57	91 (11)	36 (11)	1311 (11)
21	1.00	1.20	0.001963	0.003927	14.01	59.55	99 (11)	12 (11)	1429 (11)
22	1.00	1.20	0.001963	0.003927	15.73	62.53	108 (11)	73 (11)	1556 (11)
23	1.00	1.20	0.001963	0.003927	17.58	65.51	118 (11)	149 (11)	1692 (11)
24	1.00	1.20	0.001963	0.003927	19.55	68.49	129 (11)	243 (11)	1839 (11)
25	1.00	1.20	0.001963	0.003927	21.66	71.46	140 (11)	356 (11)	1998 (11)
26	1.00	1.20	0.001963	0.003927	23.91	74.44	152 (11)	493 (11)	2168 (11)
27	1.00	1.20	0.001963	0.003927	26.30	77.42	165 (11)	656 (11)	2351 (11)
28	1.00	1.20	0.001963	0.003927	28.83	80.40	180 (11)	847 (11)	2548 (11)
29	1.00	1.20	0.001963	0.003927	31.51	83.37	195 (11)	1070 (11)	2758 (11)
30	1.00	1.20	0.001963	0.003927	34.34	86.35	211 (11)	1328 (11)	2981 (11)
31	1.00	1.20	0.001963	0.003927	37.33	89.33	229 (11)	1622 (11)	3220 (11)
32	1.00	1.20	0.001963	0.003927	40.48	92.31	247 (11)	1956 (11)	3472 (11)
33	1.00	1.20	0.001963	0.003927	43.80	95.28	267 (11)	2330 (11)	3739 (11)
34	1.00	1.20	0.001963	0.003927	47.28	98.26	287 (11)	2748 (11)	4020 (11)
35	1.00	1.20	0.001963	0.003927	50.94	101.24	309 (11)	3209 (11)	4316 (11)
36	1.00	1.20	0.001963	0.003927	54.77	104.22	332 (11)	3716 (11)	4627 (11)
37	1.00	1.20	0.001963	0.003927	58.78	107.19	357 (11)	4270 (11)	4952 (11)
38	1.00	1.20	0.001963	0.003927	62.97	110.17	382 (11)	4872 (11)	5291 (11)
39	1.00	1.20	0.001963	0.003927	67.36	113.15	408 (11)	5522 (11)	5645 (11)
40	1.00	1.20	0.001963	0.003927	71.93	116.13	436 (11)	6222 (11)	6014 (11)
41	1.00	1.20	0.001963	0.003927	76.70	119.10	465 (11)	6972 (11)	6398 (11)
42	1.00	1.20	0.001963	0.003927	81.67	122.08	495 (11)	7773 (11)	6796 (11)
43	1.00	1.20	0.001963	0.003927	86.84	125.06	526 (11)	8626 (11)	7209 (11)
44	1.00	1.20	0.001963	0.003927	92.21	128.04	558 (11)	9532 (11)	7637 (11)
45	1.00	1.20	0.001963	0.003927	97.80	131.01	592 (11)	10490 (11)	8080 (11)
46	1.00	1.20	0.001963	0.003927	103.61	133.99	627 (11)	11503 (11)	8539 (11)
47	1.00	1.20	0.001963	0.003927	109.63	136.97	663 (11)	12571 (11)	9013 (11)
48	1.00	1.20	0.001963	0.003927	115.87	139.95	700 (11)	13694 (11)	9503 (11)
49	1.00	1.20	0.001963	0.003927	122.34	142.93	739 (11)	14873 (11)	10009 (11)
50	1.00	1.20	0.001963	0.003927	129.04	145.90	778 (11)	16109 (11)	10531 (11)
51	1.00	1.20	0.001963	0.003927	135.98	148.88	820 (11)	17405 (11)	11069 (11)
52	1.00	1.20	0.001963	0.003927	143.15	151.86	862 (11)	18758 (11)	11624 (11)
53	1.00	1.20	0.001963	0.003927	150.56	154.84	906 (11)	20170 (11)	12196 (11)
54	1.00	1.20	0.001963	0.003927	158.22	157.81	951 (11)	21643 (11)	12785 (11)
55	1.00	1.20	0.001963	0.003927	166.13	160.79	998 (11)	23177 (11)	13391 (11)
56	1.00	1.20	0.001963	0.003927	174.30	163.77	1045 (11)	24773 (11)	14015 (11)
57	1.00	1.20	0.001963	0.003927	182.72	166.75	1095 (11)	26432 (11)	14656 (11)
58	1.00	1.20	0.001963	0.003927	191.40	169.72	1146 (11)	28155 (11)	15316 (11)
59	1.00	1.20	0.001963	0.003927	200.34	172.70	1198 (11)	29942 (11)	15994 (11)
60	1.00	1.20	0.001963	0.003927	209.56	175.68	1252 (11)	31795 (11)	16690 (11)
61	1.00	1.20	0.001963	0.003927	219.05	178.66	1307 (11)	33714 (11)	17405 (11)
62	1.00	1.20	0.001963	0.003927	228.81	181.63	1364 (11)	35700 (11)	18139 (11)
63	1.00	1.20	0.001963	0.003927	238.86	184.61	1422 (11)	37754 (11)	18893 (11)
64	1.00	1.20	0.001963	0.003927	249.19	187.59	1482 (11)	39877 (11)	19666 (11)
65	1.00	1.20	0.001963	0.003927	259.80	190.57	1543 (11)	42070 (11)	20459 (11)
66	1.00	1.20	0.001963	0.003927	270.71	193.54	1606 (11)	44334 (11)	21272 (11)
67	1.00	1.20	0.001963	0.003927	281.92	196.52	1671 (11)	46669 (11)	22106 (11)
68	1.00	1.20	0.001963	0.003927	293.42	199.50	1737 (11)	49077 (11)	22960 (11)

progettazione ati:

Piastra fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 17430 [kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio 1255271 [kPa]

Is	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	Mp [kNm]	Mn [kNm]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1-21-P	0.50	1.20	0.001473	0.001473	4.34	-41.44	438 (14)	5389 (14)	23928 (14)
2-13-P	0.50	1.20	0.000982	0.000982	11.79	0.00	147 (14)	9698 (14)	1735 (14)
5-10-P	0.92	1.20	0.001963	0.001963	0.49	-53.60	396 (15)	4726 (15)	25119 (15)
6-22-P	0.92	1.20	0.001963	0.001963	7.82	-25.33	130 (11)	2987 (11)	8225 (11)
7-22-P	0.92	1.20	0.001963	0.001963	20.68	-19.37	151 (14)	9600 (14)	7933 (14)
8-6-S	1.00	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-270.28	1911 (15)	22618 (15)	126457 (15)
9-6-S	1.00	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-265.10	1874 (15)	22184 (15)	124033 (15)
10-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.002454	0.00	-257.56	1627 (15)	19688 (15)	96800 (15)
11-6-S	1.00	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-257.56	1821 (15)	21553 (15)	120505 (15)
12-6-S	1.00	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-265.10	1874 (15)	22184 (15)	124033 (15)
13-6-S	1.00	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-270.28	1911 (15)	22618 (15)	126457 (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]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.00	0.00	0 (12)	0 (12)	0 (12)
2	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.01	2.98	2 (12)	32 (12)	37 (12)
3	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.04	5.96	5 (12)	64 (12)	75 (12)
4	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.10	8.93	8 (12)	94 (12)	114 (12)
5	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.18	11.91	10 (12)	123 (12)	155 (12)
6	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.30	14.89	13 (12)	150 (12)	198 (12)
7	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.46	17.87	16 (12)	176 (12)	242 (12)
8	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.66	20.84	19 (12)	199 (12)	288 (12)
9	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.90	23.82	23 (12)	221 (12)	337 (12)
10	1.00	1.20	0.001963	0.003927	1.19	26.80	26 (12)	240 (12)	388 (12)
11	1.00	1.20	0.001963	0.003927	1.53	29.78	30 (12)	256 (12)	441 (12)
12	1.00	1.20	0.001963	0.003927	1.93	32.75	34 (12)	270 (12)	498 (12)
13	1.00	1.20	0.001963	0.003927	2.39	35.73	38 (12)	281 (12)	557 (12)
14	1.00	1.20	0.001963	0.003927	2.92	38.71	42 (12)	289 (12)	620 (12)
15	1.00	1.20	0.001963	0.003927	3.51	41.69	47 (12)	294 (12)	686 (12)
16	1.00	1.20	0.001963	0.003927	4.17	44.66	52 (12)	295 (12)	755 (12)

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	ofi [kPa]	ofs [kPa]
17	1.00	1.20	0.001963	0.003927	4.91	47.64	57 (12)	293 (12)	828 (12)
18	1.00	1.20	0.001963	0.003927	5.73	50.62	62 (12)	287 (12)	906 (12)
19	1.00	1.20	0.001963	0.003927	6.63	53.60	68 (12)	277 (12)	987 (12)
20	1.00	1.20	0.001963	0.003927	7.62	56.57	74 (12)	263 (12)	1073 (12)
21	1.00	1.20	0.001963	0.003927	8.71	59.55	80 (12)	245 (12)	1163 (12)
22	1.00	1.20	0.001963	0.003927	9.88	62.53	87 (12)	222 (12)	1258 (12)
23	1.00	1.20	0.001963	0.003927	11.16	65.51	94 (12)	194 (12)	1358 (12)
24	1.00	1.20	0.001963	0.003927	12.54	68.49	101 (12)	162 (12)	1463 (12)
25	1.00	1.20	0.001963	0.003927	14.02	71.46	109 (12)	124 (12)	1573 (12)
26	1.00	1.20	0.001963	0.003927	15.62	74.44	117 (12)	81 (12)	1689 (12)
27	1.00	1.20	0.001963	0.003927	17.33	77.42	126 (12)	32 (12)	1811 (12)
28	1.00	1.20	0.001963	0.003927	19.16	80.40	135 (12)	30 (12)	1942 (12)
29	1.00	1.20	0.001963	0.003927	21.11	83.37	145 (12)	106 (12)	2082 (12)
30	1.00	1.20	0.001963	0.003927	23.19	86.35	156 (12)	198 (12)	2232 (12)
31	1.00	1.20	0.001963	0.003927	25.40	89.33	167 (12)	308 (12)	2393 (12)
32	1.00	1.20	0.001963	0.003927	27.74	92.31	180 (12)	439 (12)	2565 (12)
33	1.00	1.20	0.001963	0.003927	30.22	95.28	193 (12)	595 (12)	2750 (12)
34	1.00	1.20	0.001963	0.003927	32.84	98.26	207 (12)	777 (12)	2948 (12)
35	1.00	1.20	0.001963	0.003927	35.60	101.24	222 (12)	988 (12)	3159 (12)
36	1.00	1.20	0.001963	0.003927	38.52	104.22	239 (12)	1232 (12)	3384 (12)
37	1.00	1.20	0.001963	0.003927	41.59	107.19	256 (12)	1512 (12)	3624 (12)
38	1.00	1.20	0.001963	0.003927	44.81	110.17	275 (12)	1829 (12)	3878 (12)
39	1.00	1.20	0.001963	0.003927	48.20	113.15	295 (12)	2186 (12)	4147 (12)
40	1.00	1.20	0.001963	0.003927	51.75	116.13	316 (12)	2586 (12)	4431 (12)
41	1.00	1.20	0.001963	0.003927	55.47	119.10	338 (12)	3029 (12)	4730 (12)
42	1.00	1.20	0.001963	0.003927	59.37	122.08	361 (12)	3518 (12)	5044 (12)
43	1.00	1.20	0.001963	0.003927	63.44	125.06	385 (12)	4054 (12)	5372 (12)
44	1.00	1.20	0.001963	0.003927	67.69	128.04	411 (12)	4638 (12)	5716 (12)
45	1.00	1.20	0.001963	0.003927	72.12	131.01	437 (12)	5272 (12)	6074 (12)
46	1.00	1.20	0.001963	0.003927	76.74	133.99	465 (12)	5955 (12)	6448 (12)
47	1.00	1.20	0.001963	0.003927	81.56	136.97	494 (12)	6690 (12)	6836 (12)
48	1.00	1.20	0.001963	0.003927	86.57	139.95	525 (12)	7476 (12)	7239 (12)
49	1.00	1.20	0.001963	0.003927	91.78	142.93	556 (12)	8314 (12)	7657 (12)
50	1.00	1.20	0.001963	0.003927	97.19	145.90	589 (12)	9206 (12)	8090 (12)
51	1.00	1.20	0.001963	0.003927	102.82	148.88	623 (12)	10151 (12)	8538 (12)
52	1.00	1.20	0.001963	0.003927	108.65	151.86	658 (12)	11151 (12)	9002 (12)
53	1.00	1.20	0.001963	0.003927	114.70	154.84	694 (12)	12207 (12)	9481 (12)
54	1.00	1.20	0.001963	0.003927	120.96	157.81	732 (12)	13318 (12)	9976 (12)
55	1.00	1.20	0.001963	0.003927	127.45	160.79	771 (12)	14485 (12)	10486 (12)
56	1.00	1.20	0.001963	0.003927	134.17	163.77	811 (12)	15710 (12)	11012 (12)
57	1.00	1.20	0.001963	0.003927	141.12	166.75	852 (12)	16993 (12)	11555 (12)
58	1.00	1.20	0.001963	0.003927	148.30	169.72	895 (12)	18334 (12)	12114 (12)
59	1.00	1.20	0.001963	0.003927	155.72	172.70	939 (12)	19736 (12)	12689 (12)
60	1.00	1.20	0.001963	0.003927	163.38	175.68	984 (12)	21198 (12)	13281 (12)
61	1.00	1.20	0.001963	0.003927	171.29	178.66	1031 (12)	22720 (12)	13891 (12)
62	1.00	1.20	0.001963	0.003927	179.45	181.63	1079 (12)	24305 (12)	14517 (12)
63	1.00	1.20	0.001963	0.003927	187.87	184.61	1129 (12)	25952 (12)	15162 (12)
64	1.00	1.20	0.001963	0.003927	196.54	187.59	1180 (12)	27662 (12)	15824 (12)
65	1.00	1.20	0.001963	0.003927	205.47	190.57	1232 (12)	29437 (12)	16504 (12)
66	1.00	1.20	0.001963	0.003927	214.67	193.54	1286 (12)	31277 (12)	17202 (12)
67	1.00	1.20	0.001963	0.003927	224.14	196.52	1341 (12)	33183 (12)	17919 (12)
68	1.00	1.20	0.001963	0.003927	233.88	199.50	1398 (12)	35155 (12)	18654 (12)

progettazione ati:

Piastra fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 17430 [kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio 1255271 [kPa]

Is	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	Mp [kNm]	Mn [kNm]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1-21-P	0.50	1.20	0.001473	0.001473	4.34	-41.44	438 (14)	5389 (14)	23928 (14)
2-13-P	0.50	1.20	0.000982	0.000982	11.79	0.00	147 (14)	9698 (14)	1735 (14)
5-10-P	0.92	1.20	0.001963	0.001963	0.49	-53.60	396 (15)	4726 (15)	25119 (15)
6-22-P	0.92	1.20	0.001963	0.001963	7.82	-25.33	130 (11)	2987 (11)	8225 (11)
7-22-P	0.92	1.20	0.001963	0.001963	20.68	-19.37	151 (14)	9600 (14)	7933 (14)
8-6-S	1.00	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-270.28	1911 (15)	22618 (15)	126457 (15)
9-6-S	1.00	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-265.10	1874 (15)	22184 (15)	124033 (15)
10-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.002454	0.00	-257.56	1627 (15)	19688 (15)	96800 (15)
11-6-S	1.00	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-257.56	1821 (15)	21553 (15)	120505 (15)
12-6-S	1.00	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-265.10	1874 (15)	22184 (15)	124033 (15)
13-6-S	1.00	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-270.28	1911 (15)	22618 (15)	126457 (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]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.00	0.00	0 (13)	0 (13)	0 (13)
2	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.04	3.15	3 (14)	33 (14)	41 (14)
3	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.17	6.31	6 (14)	66 (13)	86 (14)
4	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.39	9.46	9 (14)	98 (13)	135 (14)
5	1.00	1.20	0.001963	0.003927	0.70	12.62	13 (14)	130 (13)	190 (14)
6	1.00	1.20	0.001963	0.003927	1.11	15.77	17 (14)	161 (13)	249 (14)
7	1.00	1.20	0.001963	0.003927	1.62	18.93	21 (14)	191 (13)	313 (14)
8	1.00	1.20	0.001963	0.003927	2.24	22.08	26 (14)	220 (13)	382 (14)
9	1.00	1.20	0.001963	0.003927	2.96	25.23	31 (14)	247 (13)	457 (14)
10	1.00	1.20	0.001963	0.003927	3.80	28.39	37 (14)	274 (13)	537 (14)
11	1.00	1.20	0.001963	0.003927	4.76	31.54	43 (14)	298 (13)	623 (14)
12	1.00	1.20	0.001963	0.003927	5.84	34.70	49 (14)	321 (13)	715 (14)
13	1.00	1.20	0.001963	0.003927	7.04	37.85	56 (14)	342 (13)	814 (14)
14	1.00	1.20	0.001963	0.003927	8.37	41.01	64 (14)	360 (13)	919 (14)
15	1.00	1.20	0.001963	0.003927	9.83	44.16	72 (14)	376 (13)	1030 (14)
16	1.00	1.20	0.001963	0.003927	11.43	47.32	80 (14)	390 (13)	1151 (14)

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	ofi [kPa]	ofs [kPa]
17	1.00	1.20	0.001963	0.003927	13.17	50.47	89 (14)	401 (13)	1282 (14)
18	1.00	1.20	0.001963	0.003927	15.06	53.62	100 (14)	408 (13)	1425 (14)
19	1.00	1.20	0.001963	0.003927	17.09	56.78	111 (14)	413 (13)	1580 (14)
20	1.00	1.20	0.001963	0.003927	19.28	59.93	123 (14)	415 (13)	1748 (14)
21	1.00	1.20	0.001963	0.003927	21.62	63.09	136 (14)	554 (14)	1929 (14)
22	1.00	1.20	0.001963	0.003927	24.12	66.24	150 (14)	740 (14)	2125 (14)
23	1.00	1.20	0.001963	0.003927	26.78	69.40	165 (14)	960 (14)	2336 (14)
24	1.00	1.20	0.001963	0.003927	29.61	72.55	182 (14)	1218 (14)	2561 (14)
25	1.00	1.20	0.001963	0.003927	32.61	75.70	199 (14)	1516 (14)	2803 (14)
26	1.00	1.20	0.001963	0.003927	35.79	78.86	218 (14)	1856 (14)	3059 (14)
27	1.00	1.20	0.001963	0.003927	39.15	82.01	238 (14)	2241 (14)	3331 (14)
28	1.00	1.20	0.001963	0.003927	42.69	85.17	259 (14)	2672 (14)	3618 (14)
29	1.00	1.20	0.001963	0.003927	46.42	88.32	282 (14)	3150 (14)	3921 (14)
30	1.00	1.20	0.001963	0.003927	50.33	91.48	305 (14)	3676 (14)	4239 (14)
31	1.00	1.20	0.001963	0.003927	54.45	94.63	330 (14)	4253 (14)	4573 (14)
32	1.00	1.20	0.001963	0.003927	58.76	97.78	356 (14)	4880 (14)	4922 (14)
33	1.00	1.20	0.001963	0.003927	63.27	100.94	383 (14)	5558 (14)	5286 (14)
34	1.00	1.20	0.001963	0.003927	67.99	104.09	412 (14)	6289 (14)	5666 (14)
35	1.00	1.20	0.001963	0.003927	72.92	107.25	442 (14)	7073 (14)	6061 (14)
36	1.00	1.20	0.001963	0.003927	78.06	110.40	473 (14)	7910 (14)	6473 (14)
37	1.00	1.20	0.001963	0.003927	83.42	113.56	505 (14)	8803 (14)	6900 (14)
38	1.00	1.20	0.001963	0.003927	89.00	116.71	538 (14)	9750 (14)	7342 (14)
39	1.00	1.20	0.001963	0.003927	94.81	119.87	573 (14)	10754 (14)	7802 (14)
40	1.00	1.20	0.001963	0.003927	100.85	123.02	609 (14)	11815 (14)	8277 (14)
41	1.00	1.20	0.001963	0.003927	107.12	126.17	647 (14)	12933 (14)	8769 (14)
42	1.00	1.20	0.001963	0.003927	113.63	129.33	686 (14)	14110 (14)	9278 (14)
43	1.00	1.20	0.001963	0.003927	120.38	132.48	726 (14)	15347 (14)	9803 (14)
44	1.00	1.20	0.001963	0.003927	127.37	135.64	767 (14)	16643 (14)	10346 (14)
45	1.00	1.20	0.001963	0.003927	134.61	138.79	810 (14)	18001 (14)	10906 (14)
46	1.00	1.20	0.001963	0.003927	142.11	141.95	854 (14)	19420 (14)	11484 (14)
47	1.00	1.20	0.001963	0.003927	149.86	145.10	900 (14)	20901 (14)	12080 (14)
48	1.00	1.20	0.001963	0.003927	157.87	148.25	947 (14)	22447 (14)	12694 (14)
49	1.00	1.20	0.001963	0.003927	166.15	151.41	996 (14)	24056 (14)	13326 (14)
50	1.00	1.20	0.001963	0.003927	174.69	154.56	1046 (14)	25731 (14)	13976 (14)
51	1.00	1.20	0.001963	0.003927	183.51	157.72	1097 (14)	27472 (14)	14646 (14)
52	1.00	1.20	0.001963	0.003927	192.60	160.87	1150 (14)	29279 (14)	15335 (14)
53	1.00	1.20	0.001963	0.003927	201.98	164.03	1205 (14)	31155 (14)	16043 (14)
54	1.00	1.20	0.001963	0.003927	211.63	167.18	1261 (14)	33099 (14)	16771 (14)
55	1.00	1.20	0.001963	0.003927	221.58	170.34	1319 (14)	35113 (14)	17518 (14)
56	1.00	1.20	0.001963	0.003927	231.81	173.49	1378 (14)	37197 (14)	18286 (14)
57	1.00	1.20	0.001963	0.003927	242.34	176.64	1439 (14)	39353 (14)	19074 (14)
58	1.00	1.20	0.001963	0.003927	253.17	179.80	1502 (14)	41581 (14)	19883 (14)
59	1.00	1.20	0.001963	0.003927	264.30	182.95	1566 (14)	43882 (14)	20712 (14)
60	1.00	1.20	0.001963	0.003927	275.74	186.11	1632 (14)	46257 (14)	21563 (14)
61	1.00	1.20	0.001963	0.003927	287.49	189.26	1700 (14)	48707 (14)	22435 (14)
62	1.00	1.20	0.001963	0.003927	299.56	192.42	1769 (14)	51233 (14)	23329 (14)
63	1.00	1.20	0.001963	0.003927	311.94	195.57	1840 (14)	53836 (14)	24245 (14)
64	1.00	1.20	0.001963	0.003927	324.65	198.72	1913 (14)	56517 (14)	25183 (14)
65	1.00	1.20	0.001963	0.003927	337.68	201.88	1988 (14)	59276 (14)	26143 (14)
66	1.00	1.20	0.001963	0.003927	351.04	205.03	2064 (14)	62115 (14)	27127 (14)
67	1.00	1.20	0.001963	0.003927	364.74	208.19	2143 (14)	65034 (14)	28133 (14)
68	1.00	1.20	0.001963	0.003927	378.77	211.34	2223 (14)	68034 (14)	29163 (14)

progettazione ati:

Piastra fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 17430 [kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio 1255271 [kPa]

Is	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	Mp [kNm]	Mn [kNm]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1-21-P	0.50	1.20	0.001473	0.001473	4.34	-41.44	438 (14)	5389 (14)	23928 (14)
2-13-P	0.50	1.20	0.000982	0.000982	11.79	0.00	147 (14)	9698 (14)	1735 (14)
5-10-P	0.92	1.20	0.001963	0.001963	0.49	-53.60	396 (15)	4726 (15)	25119 (15)
6-22-P	0.92	1.20	0.001963	0.001963	7.82	-25.33	130 (11)	2987 (11)	8225 (11)
7-22-P	0.92	1.20	0.001963	0.001963	20.68	-19.37	151 (14)	9600 (14)	7933 (14)
8-6-S	1.00	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-270.28	1911 (15)	22618 (15)	126457 (15)
9-6-S	1.00	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-265.10	1874 (15)	22184 (15)	124033 (15)
10-6-S	1.00	1.20	0.002454	0.002454	0.00	-257.56	1627 (15)	19688 (15)	96800 (15)
11-6-S	1.00	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-257.56	1821 (15)	21553 (15)	120505 (15)
12-6-S	1.00	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-265.10	1874 (15)	22184 (15)	124033 (15)
13-6-S	1.00	1.20	0.001963	0.001963	0.00	-270.28	1911 (15)	22618 (15)	126457 (15)

17.9.2 Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

- n° indice sezione
- Y ordinata sezione espressa in [m]
- B larghezza sezione espresso in [m]
- H altezza sezione espressa in [m]
- Af area ferri zona tesa espresso in [mq]
- Aeff area efficace espressa in [mq]
- M momento agente espressa in [kNm]
- Mpf momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
- e deformazione espresso in %
- Sm spaziatura tra le fessure espressa in [m]
- w apertura delle fessure espressa in [m]

progettazione ati:

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	1.20	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (12)
2	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.01	1081.75	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
3	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.04	1082.39	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
4	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.10	1083.06	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
5	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.18	1083.68	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
6	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.30	1084.30	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
7	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.46	1084.95	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
8	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.66	1085.57	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
9	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.90	1086.24	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
10	1.00	1.20	0.003927	0.118750	1.19	1086.83	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
11	1.00	1.20	0.003927	0.118750	1.53	1087.48	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
12	1.00	1.20	0.003927	0.118750	1.93	1088.11	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
13	1.00	1.20	0.003927	0.118750	2.39	1088.72	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
14	1.00	1.20	0.003927	0.118750	2.92	1089.40	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
15	1.00	1.20	0.003927	0.118750	3.51	1089.99	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
16	1.00	1.20	0.003927	0.118750	4.17	1090.66	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
17	1.00	1.20	0.003927	0.118750	4.91	1091.28	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
18	1.00	1.20	0.003927	0.118750	5.73	1091.91	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
19	1.00	1.20	0.003927	0.118750	6.63	1092.55	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
20	1.00	1.20	0.003927	0.118750	7.62	1093.19	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
21	1.00	1.20	0.003927	0.118750	8.71	1093.81	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
22	1.00	1.20	0.003927	0.118750	9.88	1094.45	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
23	1.00	1.20	0.003927	0.118750	11.16	1095.12	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
24	1.00	1.20	0.003927	0.118750	12.54	1095.73	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
25	1.00	1.20	0.003927	0.118750	14.02	1096.37	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
26	1.00	1.20	0.003927	0.118750	15.62	1096.97	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
27	1.00	1.20	0.003927	0.118750	17.33	1097.61	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
28	1.00	1.20	0.003927	0.118750	19.16	1098.29	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
29	1.00	1.20	0.003927	0.118750	21.11	1098.90	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
30	1.00	1.20	0.003927	0.118750	23.19	1099.52	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
31	1.00	1.20	0.003927	0.118750	25.40	1100.16	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
32	1.00	1.20	0.003927	0.118750	27.74	1100.82	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
33	1.00	1.20	0.003927	0.118750	30.22	1101.46	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
34	1.00	1.20	0.003927	0.118750	32.84	1102.09	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
35	1.00	1.20	0.003927	0.118750	35.60	1102.71	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
36	1.00	1.20	0.003927	0.118750	38.52	1103.32	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
37	1.00	1.20	0.003927	0.118750	41.59	1103.98	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
38	1.00	1.20	0.003927	0.118750	44.81	1104.60	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
39	1.00	1.20	0.003927	0.118750	48.20	1105.27	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
40	1.00	1.20	0.003927	0.118750	51.75	1105.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
41	1.00	1.20	0.003927	0.118750	55.47	1106.49	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
42	1.00	1.20	0.003927	0.118750	59.37	1107.16	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
43	1.00	1.20	0.003927	0.118750	63.44	1107.79	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
44	1.00	1.20	0.003927	0.118750	67.69	1108.44	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
45	1.00	1.20	0.003927	0.118750	72.12	1109.04	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]
46	1.00	1.20	0.003927	0.118750	76.74	1109.68	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
47	1.00	1.20	0.003927	0.118750	81.56	1110.32	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
48	1.00	1.20	0.003927	0.118750	86.57	1110.92	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
49	1.00	1.20	0.003927	0.118750	91.78	1111.57	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
50	1.00	1.20	0.003927	0.118750	97.19	1112.20	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
51	1.00	1.20	0.003927	0.118750	102.82	1112.84	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
52	1.00	1.20	0.003927	0.118750	108.65	1113.46	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
53	1.00	1.20	0.003927	0.118750	114.70	1114.15	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
54	1.00	1.20	0.003927	0.118750	120.96	1114.75	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
55	1.00	1.20	0.003927	0.118750	127.45	1115.41	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
56	1.00	1.20	0.003927	0.118750	134.17	1116.00	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
57	1.00	1.20	0.003927	0.118750	141.12	1116.67	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
58	1.00	1.20	0.003927	0.118750	148.30	1117.30	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
59	1.00	1.20	0.003927	0.118750	155.72	1117.94	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
60	1.00	1.20	0.003927	0.118750	163.38	1118.55	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
61	1.00	1.20	0.003927	0.118750	171.29	1119.18	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
62	1.00	1.20	0.003927	0.118750	179.45	1119.83	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
63	1.00	1.20	0.003927	0.118750	187.87	1120.47	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
64	1.00	1.20	0.003927	0.118750	196.54	1121.10	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
65	1.00	1.20	0.003927	0.118750	205.47	1121.72	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
66	1.00	1.20	0.003927	0.118750	214.67	1122.37	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
67	1.00	1.20	0.003927	0.118750	224.14	1122.99	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
68	1.00	1.20	0.003927	0.118750	233.88	1123.62	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	0.50	1.20	0.001473	0.059375	0.12	-484.70	0.000000	0.000000	0.000000
2-1-P	0.50	1.20	0.000982	0.059375	2.08	459.21	0.000000	0.000000	0.000000
5-1-P	0.92	1.20	0.001963	0.108854	2.61	-850.38	0.000000	0.000000	0.000000
6-1-P	0.92	1.20	0.001963	0.108854	-0.50	-850.38	0.000000	0.000000	0.000000
7-1-P	0.92	1.20	0.001963	0.108854	-0.42	-850.38	0.000000	0.000000	0.000000
8-1-S	1.00	1.20	0.001963	0.118750	0.90	-918.42	0.000000	0.000000	0.000000
9-1-S	1.00	1.20	0.001963	0.118750	-1.67	-918.42	0.000000	0.000000	0.000000
10-1-S	1.00	1.20	0.002454	0.118750	1.63	-943.91	0.000000	0.000000	0.000000
11-1-S	1.00	1.20	0.001963	0.118750	1.63	-918.42	0.000000	0.000000	0.000000
12-1-S	1.00	1.20	0.001963	0.118750	-1.67	-918.42	0.000000	0.000000	0.000000
13-1-S	1.00	1.20	0.001963	0.118750	0.90	-918.42	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	1.20	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (13)
2	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.00	1081.78	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
3	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.01	1082.43	0.000000	0.000000	0.000000 (13)

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	s [%]	Sm [m]	w [m]
4	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.02	1083.06	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
5	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.04	1083.69	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
6	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.08	1084.31	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
7	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.14	1084.94	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
8	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.22	1085.56	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
9	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.33	1086.21	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
10	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.47	1086.84	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
11	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.65	1087.48	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
12	1.00	1.20	0.003927	0.118750	0.86	1088.11	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
13	1.00	1.20	0.003927	0.118750	1.12	1088.75	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
14	1.00	1.20	0.003927	0.118750	1.42	1089.36	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
15	1.00	1.20	0.003927	0.118750	1.77	1090.02	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
16	1.00	1.20	0.003927	0.118750	2.18	1090.66	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
17	1.00	1.20	0.003927	0.118750	2.65	1091.28	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
18	1.00	1.20	0.003927	0.118750	3.17	1091.92	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
19	1.00	1.20	0.003927	0.118750	3.77	1092.55	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
20	1.00	1.20	0.003927	0.118750	4.43	1093.18	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
21	1.00	1.20	0.003927	0.118750	5.17	1093.80	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
22	1.00	1.20	0.003927	0.118750	5.98	1094.46	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
23	1.00	1.20	0.003927	0.118750	6.88	1095.09	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
24	1.00	1.20	0.003927	0.118750	7.86	1095.72	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
25	1.00	1.20	0.003927	0.118750	8.93	1096.34	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
26	1.00	1.20	0.003927	0.118750	10.09	1097.00	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
27	1.00	1.20	0.003927	0.118750	11.35	1097.61	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
28	1.00	1.20	0.003927	0.118750	12.71	1098.28	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
29	1.00	1.20	0.003927	0.118750	14.18	1098.90	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
30	1.00	1.20	0.003927	0.118750	15.75	1099.56	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
31	1.00	1.20	0.003927	0.118750	17.44	1100.17	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
32	1.00	1.20	0.003927	0.118750	19.24	1100.82	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
33	1.00	1.20	0.003927	0.118750	21.16	1101.44	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
34	1.00	1.20	0.003927	0.118750	23.21	1102.07	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
35	1.00	1.20	0.003927	0.118750	25.38	1102.71	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
36	1.00	1.20	0.003927	0.118750	27.69	1103.33	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
37	1.00	1.20	0.003927	0.118750	30.13	1103.97	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
38	1.00	1.20	0.003927	0.118750	32.71	1104.60	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
39	1.00	1.20	0.003927	0.118750	35.43	1105.22	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
40	1.00	1.20	0.003927	0.118750	38.30	1105.87	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
41	1.00	1.20	0.003927	0.118750	41.32	1106.51	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
42	1.00	1.20	0.003927	0.118750	44.50	1107.16	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
43	1.00	1.20	0.003927	0.118750	47.84	1107.78	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
44	1.00	1.20	0.003927	0.118750	51.34	1108.40	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
45	1.00	1.20	0.003927	0.118750	55.00	1109.04	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
46	1.00	1.20	0.003927	0.118750	58.84	1109.70	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
47	1.00	1.20	0.003927	0.118750	62.85	1110.34	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
48	1.00	1.20	0.003927	0.118750	67.04	1110.92	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
49	1.00	1.20	0.003927	0.118750	71.41	1111.58	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
50	1.00	1.20	0.003927	0.118750	75.96	1112.23	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
51	1.00	1.20	0.003927	0.118750	80.71	1112.87	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
52	1.00	1.20	0.003927	0.118750	85.65	1113.48	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
53	1.00	1.20	0.003927	0.118750	90.78	1114.14	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
54	1.00	1.20	0.003927	0.118750	96.12	1114.73	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
55	1.00	1.20	0.003927	0.118750	101.67	1115.37	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
56	1.00	1.20	0.003927	0.118750	107.42	1116.03	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
57	1.00	1.20	0.003927	0.118750	113.39	1116.67	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
58	1.00	1.20	0.003927	0.118750	119.57	1117.30	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
59	1.00	1.20	0.003927	0.118750	125.97	1117.92	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
60	1.00	1.20	0.003927	0.118750	132.60	1118.57	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
61	1.00	1.20	0.003927	0.118750	139.46	1119.22	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
62	1.00	1.20	0.003927	0.118750	146.55	1119.83	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
63	1.00	1.20	0.003927	0.118750	153.87	1120.46	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
64	1.00	1.20	0.003927	0.118750	161.44	1121.09	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
65	1.00	1.20	0.003927	0.118750	169.25	1121.73	0.000000	0.000000	0.000000 (13)

progettazione ati:

VIADOTTO S. CATERINA – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
66	1.00	1.20	0.003927	0.118750	177.31	1122.36	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
67	1.00	1.20	0.003927	0.118750	185.62	1123.01	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
68	1.00	1.20	0.003927	0.118750	194.18	1123.64	0.000000	0.000000	0.000000 (13)

Piastra fondazione

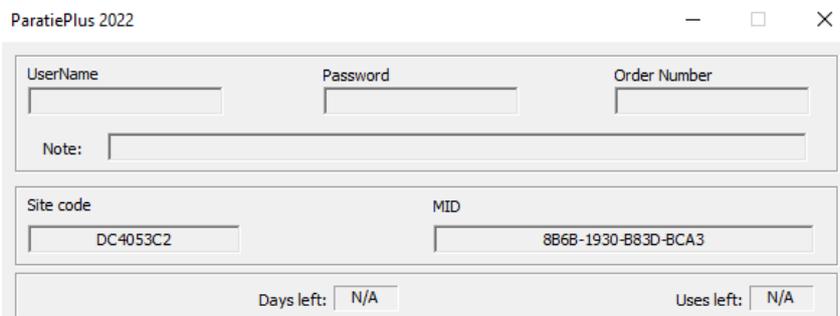
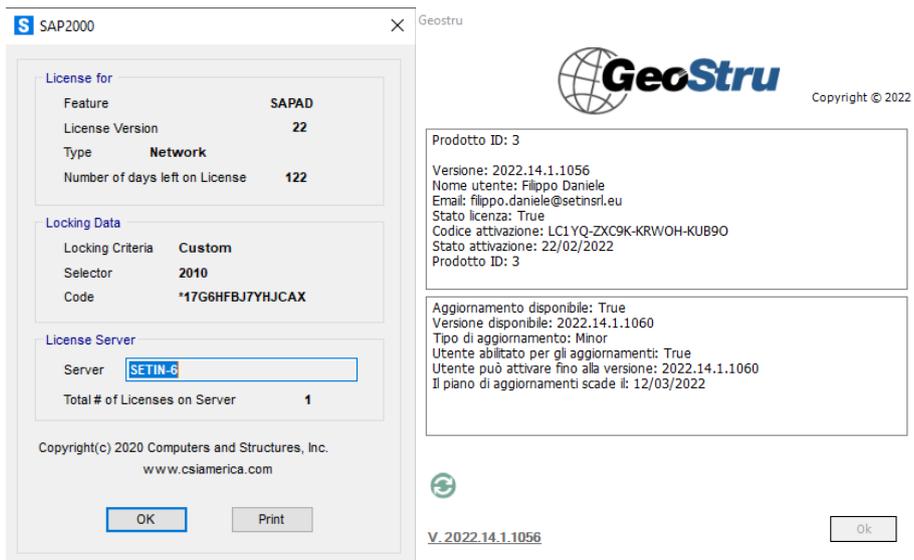
Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

Is	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
1-1-P	0.50	1.20	0.001473	0.059375	0.10	-484.70	0.000000	0.000000	0.000000
2-1-P	0.50	1.20	0.000982	0.059375	1.96	459.21	0.000000	0.000000	0.000000
5-1-P	0.92	1.20	0.001963	0.108854	2.46	-850.38	0.000000	0.000000	0.000000
6-1-P	0.92	1.20	0.001963	0.108854	-0.50	-850.38	0.000000	0.000000	0.000000
7-1-P	0.92	1.20	0.001963	0.108854	-0.40	-850.38	0.000000	0.000000	0.000000
8-1-S	1.00	1.20	0.001963	0.118750	0.81	-918.42	0.000000	0.000000	0.000000
9-1-S	1.00	1.20	0.001963	0.118750	-1.50	-918.42	0.000000	0.000000	0.000000
10-1-S	1.00	1.20	0.002454	0.118750	1.45	-943.91	0.000000	0.000000	0.000000
11-1-S	1.00	1.20	0.001963	0.118750	1.45	-918.42	0.000000	0.000000	0.000000
12-1-S	1.00	1.20	0.001963	0.118750	-1.50	-918.42	0.000000	0.000000	0.000000
13-1-S	1.00	1.20	0.001963	0.118750	0.81	-918.42	0.000000	0.000000	0.000000

progettazione ati:

18 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: