

## 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. Claudia 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><b>GPI INGEGNERIA</b> GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>(Mandante)</p> <p>cooprogetti cocoprogetti</p> <p>(Mandante)</p> <p><b>engeko</b></p> <p>(Mandante)</p> <p><b>AIM</b> 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 CERRETO

Sottostrutture – Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T00VI05STRRE02_B		
DPAN247	D	22	CODICE ELAB. T00VI05STRRE02	B	-
D					
C					
B	Rev. Ist.U.0039705 24/01/22 e Ist.U.0057794 01/02/22	Feb.'22	Sigmund	Muller	Guiducci
A	Emissione	Ottobre '21	Sigmund	Muller	Guiducci
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## SOMMARIO

1	Premessa/descrizione .....	4
1.1	Descrizione delle opere .....	4
2	Normative di riferimento .....	6
2.1	Opere in c.a. e acciaio, carichi e azioni sulle costruzioni .....	6
3	Durabilità, copriferri e resistenze materiali .....	7
3.1	Generalità e condizioni ambientali .....	7
3.2	Requisiti di durabilità .....	10
3.3	Copriferri .....	10
3.3.1	Pali di fondazione .....	11
3.3.2	Platea spalle .....	12
3.3.3	Elevazione spalle e muri .....	12
3.3.4	Cordoli, baggioli e ritegni .....	12
3.4	Resistenze e deformazioni calcestruzzi .....	13
3.4.1	Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. A0) .....	13
3.4.2	Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. A) .....	13
3.4.3	Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. B) .....	14
3.4.4	Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. C) .....	14
3.5	Resistenza acciaio per c.a. e carpenteria metallica .....	15
3.5.1	Barre, tondini e reti .....	15
4	Vita nominale e vita di riferimento delle opere .....	15
4.1	Classe d'uso, vita nominale e vita di riferimento .....	15
4.2	Parametri sismici base .....	15
4.2.1	Coordinate geodetiche di riferimento .....	16
4.2.2	Parametri sismici (su sito di riferimento rigido orizzontale) .....	16
4.2.3	Parametri sismici del terreno .....	16
4.2.4	Stato limite SLO .....	16
4.2.5	Stato limite SLD .....	17
4.2.6	Stato limite SLV .....	17
4.2.7	Stato limite SLC .....	17
5	Modelli di calcolo e valori del fattore di comportamento .....	18
5.1	Modelli di calcolo adottati per gli elementi "spalla" .....	18
5.2	Metodo di analisi per elementi "spalla" .....	18
6	Sollecitazioni caratteristiche da impalcati .....	19
6.1	Sollecitazioni scaricate su appoggi su spalle .....	19
6.1.1	Spalla/e A .....	19
7	Combinazioni di carico .....	20
7.1	Coefficienti parziali di sicurezza per comb. di carico SLU/SLV/SLE .....	20
7.2	Azioni nelle verifiche agli stati limite .....	21
7.2.1	Stati limite ultimi .....	21
7.2.2	Stati limite di esercizio .....	22
7.3	Combinazioni dei carichi maggiormente significative .....	22

progettazione ati:

7.3.1	Combinazioni SLU/SLV .....	22
7.3.2	Combinazioni SLE - rara.....	23
7.3.3	Combinazioni SLE - frequente.....	23
7.3.4	Combinazioni SLE – quasi permanente.....	24
8	Geometrie elementi strutturali: spalla A.....	25
8.1	Geometria spalla: schemi grafici qualitativi .....	25
8.1.1	Disassamento baricentro appoggi .....	27
8.1.2	Dimensioni geometriche spalla.....	27
8.1.3	Dati geotecnici e sismici dei terreni .....	29
8.1.4	Distribuzione masse elementi spalla.....	30
8.1.5	Distribuzione inerzie sismiche .....	30
8.1.6	Valori maggiormente indicativi delle spinte e dei momenti sismici (delle terre) .....	31
8.1.7	Sollecitazioni scaricate dagli impalcati.....	31
8.1.8	Caratteristiche geotecniche: interazioni pali-terreni.....	36
8.1.9	Schema e disposizione dei pali (relativi alla spalla A).....	36
8.1.10	Numerazione dei nodi e caratteristiche inerziali della palificata .....	38
8.1.11	Sollecitazioni sulla palificata e su singolo palo più sfavorito .....	38
8.1.12	Involuppi delle massime sollecitazioni sulla palificata (spalla n. A) .....	43
8.1.13	Involuppi delle massime sollecitazioni su palo maggiormente cementato .....	43
9	Verifiche strutturali.....	46
9.1	Verifica pali di fondazione .....	46
9.1.1	Interazione geotecnica palo-terreno (taglio-momento) .....	46
9.1.2	Sollecitazioni di progetto su pali: verifica resistenza.....	46
9.2	Verifica elemento paraghiaia.....	51
9.2.1	Modello di calcolo .....	51
9.2.2	Dati e sollecitazioni di carico.....	51
9.2.3	Combinazioni di carico.....	52
9.2.4	Verifica armature verticali e verifica a taglio .....	52
9.3	Verifica muri di risvolto per urto di veicolo in svio: $q_8$ .....	60
9.3.1	Verifica taglio su sezione a quota $y$ dei muri di risvolto (verifica locale) .....	62
9.4	Verifica eccezionale urto bandiera spalla .....	65
9.4.1	Verifica taglio su sezione di incastro.....	66
9.5	Verifica elementi muri di risvolto.....	68
9.5.1	Modello di calcolo adottato .....	68
9.5.2	Dati geometrici e di carico .....	68
9.5.3	Formulazione per il calcolo delle sollecitazioni taglianti e flettenti .....	69
9.5.4	Sollecitazioni di calcolo per le verifiche di resistenza .....	69
9.5.5	Verifiche strutturali.....	70
9.6	Verifica SLU plinto di fondazione su pali: schema sbalzo a mensola tozza .....	81
9.6.1	Modello di calcolo adottato .....	81
9.6.2	Caratteristiche di progetto.....	82
9.6.3	Carico su palo di estremità più sollecitato (SLU/SLV) .....	82
9.6.4	Schema di calcolo, adattato dal modello “Struct and Ties” .....	83

progettazione ati:

9.6.5	Calcolo armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali) .....	83
9.7	Verifica SLV plinto di fondazione su pali: schema sbalzo a mensola tozza.....	84
9.7.1	Modello di calcolo adottato .....	84
9.7.2	Caratteristiche di progetto.....	85
9.7.3	Carico su palo di estremità più sollecitato (SLV) .....	85
9.7.4	Schema di calcolo, adattato dal modello “Struct and Ties” .....	86
9.7.5	Calcolo armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali) .....	86
9.8	Verifica platea a punzonamento su palo (per comb. SLV con $N_{SLV,max}$ e con $V_{SLU} < V_{SLV}$ ).....	87
9.8.1	Modello di calcolo adottato e verifiche.....	87
9.9	Verifica platea a punzonamento su palo (per comb. SLU con $N_{SLU,max}$ e con $M_{SLU,max}$ ).....	89
9.9.1	Modello di calcolo adottato .....	89
9.10	Verifica parete di elevazione .....	91
9.10.1	Modello di calcolo .....	91
9.10.2	Dati di progetto .....	91
9.10.3	Grandezze calcolate.....	92
9.10.4	Schemi di calcolo resistenti adottati.....	94
9.10.5	Sollecitazioni di calcolo assunte nelle sezioni allo spiccato (estradosso plinto).....	95
9.10.6	Sollecitazioni di calcolo e dimensioni assegnate alle sezioni resistenti .....	96
9.11	Verifica baggioli di appoggio .....	101
9.12	Verifica ritegno sismico .....	103
10	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati .....	106
11	Software utilizzati e licenze .....	107

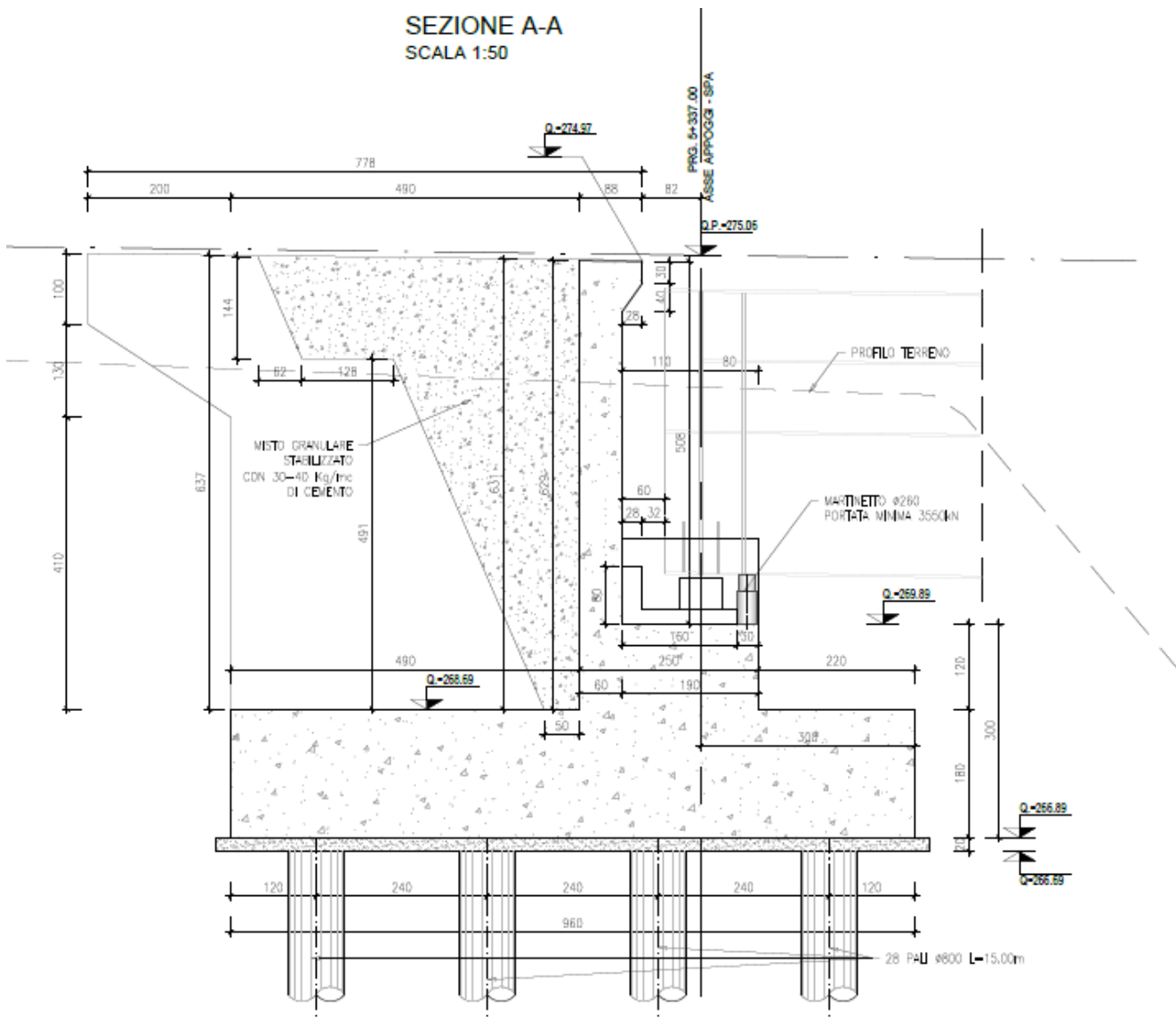
progettazione ati:

# 1 PREMESSA/DESCRIZIONE

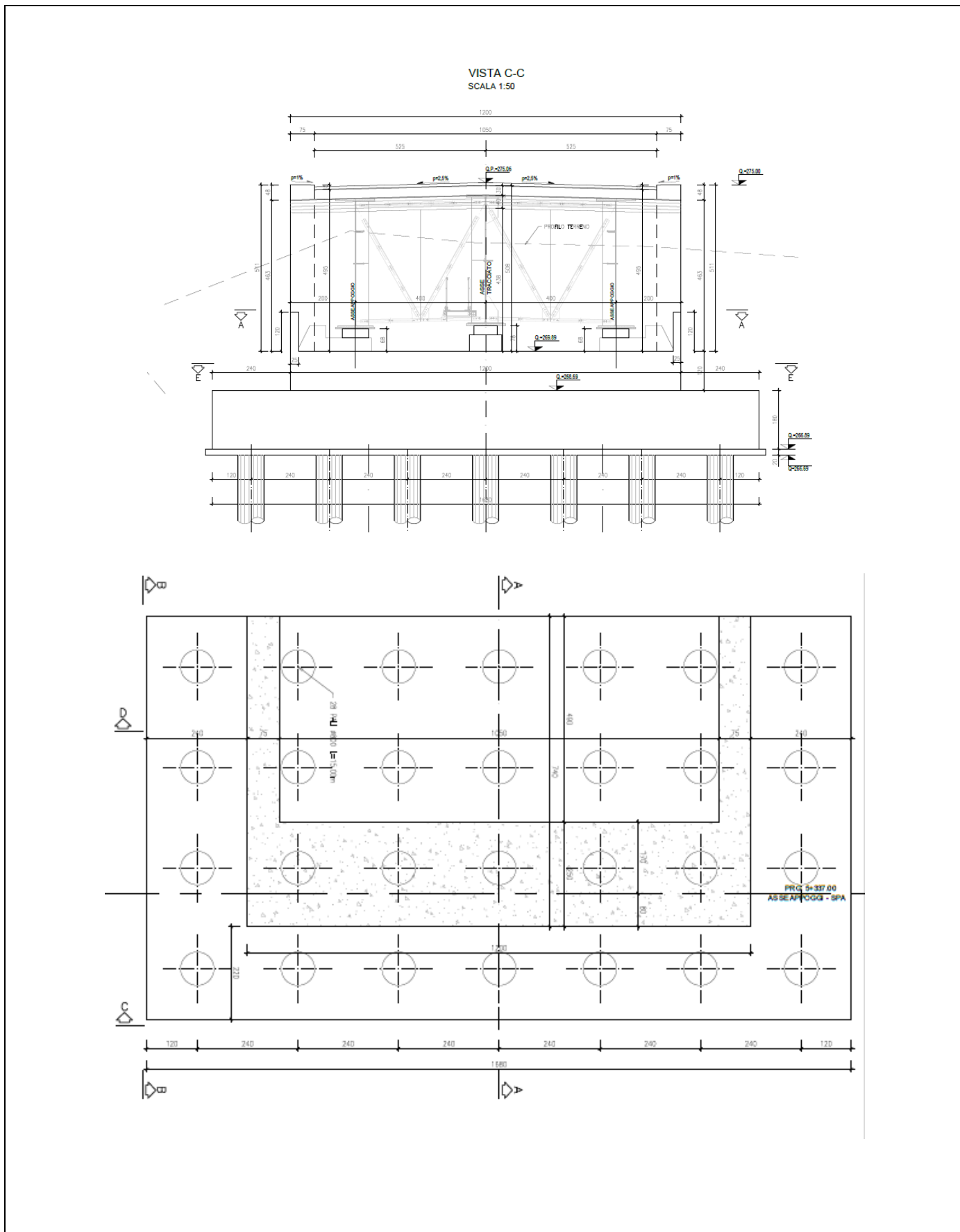
## 1.1 Descrizione delle opere

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

Le sotto strutture sono costituite da spalle tradizionali in c.a., caratterizzate da fondazioni profonde con pali trivellati  $\phi 800$  di lunghezza pari a 15 metri spalla A e 20 metri spalla B. Non sono presenti pile.



progettazione ati:



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. Il. TT. del 14 gennaio 2008** – Norme tecniche per le costruzioni

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

progettazione ati:



**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.

## **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),<sup>1</sup> 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 la struttura sono esposte, in aggiunta alle azioni meccaniche.

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

progettazione ati:



Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
<b>1 Nessun rischio di corrosione o di attacco</b>		
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
<b>2 Corrosione indotta da carbonatazione</b>		
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
<b>3 Corrosione indotta da cloruri</b>		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi

(continua)

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

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

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

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

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

(segue dalla pagina precedente)

progettazione ati:

<b>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>		
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
<b>5 Attacco di cicli gelo/disgelo</b>		
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
<b>6 Attacco chimico</b>		
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)**

	<b>Classi di esposizione</b>																
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione			Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo / disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
		Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti												
	X0	XC1 - XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
A/C Massimo	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,5	0,45	0,45
Rck Minima *	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C28/35	C25/30	C28/35	C32/40	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	340	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 (spalle, opere provvisoriale)	XC2	C28/35	≤ 0.55	S5	25
Plinti di fondazione	XC2	C25/30	≤ 0.60	S4	25
Strutture in elevazione (spalle e muri)	XC4	C32/40	≤ 0.50	S4	20
Cordoli, baggioli e ritegni (spalle)	XC4 + XD3	C35/45	≤ 0.45	S5	16

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

progettazione ati:

### 3.2 Requisiti di durabilità

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

I requisiti di durabilità presi in conto hanno considerato:

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

### 3.3 Copriferrì

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

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

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

Classe Strutturale	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 <sup>1) 2)</sup>	$\geq C30/37$ 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  $\Delta c_{dur,ry}$  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  $\Delta c_{dev}$  da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 10 mm (tutti gli elementi strutturali).

progettazione ati:



Valore di incremento (maggiorazione per aggr.):	$\Delta C_{min,b_1} = 0$ mm; (per diam. aggregato di; $\phi_{aggr_1} = 32$ mm;)
;Diametro (max) delle barre longitudinali:	$\phi_{longit_1} = 26$ mm
Copriferro minimo (requisito aderenza):	$C_{min,b_1} = \phi_{longit_1} + \Delta C_{min,b_1} = 26$ 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 (per 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
Dimensione nominale (max) aggregato:	$\phi_{aggr_2} = 25$ mm
Valore di incremento (maggiorazione per aggr.):	$\Delta C_{min,b_2} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_2} = 32$ mm)
Diametro (max) delle barre longitudinali:	$\phi_{longit_2} = 26$ mm
Copriferro minimo (requisito aderenza):	$C_{min,b_2} = \phi_{longit_2} + \Delta C_{min,b_2} = 26$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2)
Copriferro minimo (condizioni ambientali):	$C_{min,dur_2} = 35$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
Margine di sicurezza (durabilità ambientale):	$\Delta C_{dur,\gamma_2} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
Riduzione copriferro (per utilizzo acciai inossid.):	$\Delta C_{dur,st_2} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
Riduzione per protezioni aggiuntive:	$\Delta C_{dur,add_2} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2)
Margine di progetto degli scostamenti:	$\Delta C_{dev_2} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2)
$C_{min_2} = \max(C_{min,b_2}, C_{min,dur_2} + \Delta C_{dur,\gamma_2} - \Delta C_{dur,st_2} - \Delta C_{dur,add_2}, 10$ mm) = 35 mm	
Copriferro (minimo) nominale:	$C_{nom_2} = C_{min_2} + \Delta C_{dev_2} = 45$ mm (EC2, Eq. 4.1)

### 3.3.3 Elevazione spalle e muri

Elementi strutturali a riferimento:	muri elevazione spalla
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
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)

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

progettazione ati:



Nomenclatura elemento strutturale <sup>3</sup>	Tipo di elemento strutturale	Classe/i di esposizione prevista/imposta	Classe Minima (MPa)	Copriferro nominale $c_{nom}$ (mm)
nom. A0	Pali di fondazione (spalle, opere provvisionali)	XC2	C28/35	75
nom. A	Platea, plinti fondazione (spalle)	XC2	C25/30	45
nom. B	Strutture in elevazione (travi, impalcato, spalle e muri)	XC4	C32/40	50
nom. C	Cordoli, baggioli e ritegni (spalle)	XC4 + XD3	C35/45	45

Tabella 3-9 - Classi di esposizione per elementi strutturali da ponte (travi, impalcato, 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. A0)

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck\_B} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube\_B} = 35 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	<b>C28/35</b>
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm\_B} = f_{ck\_B} + 8 \text{ N/mm}^2 = 36 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm\_B} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck\_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 2.8 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05\_B} = 0.7 \times f_{ctm\_B} = 1.9 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95\_B} = 1.3 \times f_{ctm\_B} = 3.6 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm\_B} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm\_B} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 32308 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\varepsilon_{c1\_B} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm\_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.13 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd\_B} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05\_B} / \gamma_c = 1.29 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd\_B} = \alpha_{cc} \times f_{ck\_B} / \gamma_c = 15.87 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara\_B} = 0.60 \times f_{ck\_B} = 16.80 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm\_B} = 0.45 \times f_{ck\_B} = 12.60 \text{ N/mm}^2$
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):	$f_{bd\_B} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd\_B} = 2.03 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2)
Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni):	$\sigma_{sd} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = 313 \text{ N/mm}^2$

#### 3.4.2 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:	<b>C25/30</b>
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:	$\varepsilon_{c2\_A} = 2.0$

<sup>3</sup> 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 parabolica-rettangolare del diagramma tensioni-deformazioni:	$\epsilon_{cu2\_A} = 3.5$
Valore dell'esponente "n" (EC2, prospetto 3.1):	$n_A = 2.0$
Deformazione assiale pura di compressione:	$\epsilon_{c3\_A} = 1.75$
Deformazione unitaria ultima a compressione (non pura), assumendo una distribuzione bilineare del diagramma tensioni-deformazioni:	$\epsilon_{cu3\_A} = 3.5$
Coefficiente parziale di sicurezza materiale (cls):	$\gamma_c = 1.50$
Coefficiente a lungo termine (azioni di trazione):	$\alpha_{ct} = 1.00$ (EC2 eq. 3.16)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd\_A} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05\_A} / \gamma_c = 1.20 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente a lungo termine (azioni di compress.):	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018 eq. 4.1.3)
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd\_A} = \alpha_{cc} \times f_{ck\_A} / \gamma_c = 14.17 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara\_A} = 0.60 \times f_{ck\_A} = 15.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm\_A} = 0.45 \times f_{ck\_A} = 11.25 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd\_A} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd\_A} = 1.89 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2)
Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni):	$\sigma_{sd\_A} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = 313 \text{ N/mm}^2$

### 3.4.3 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:	<b>C32/40</b>
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm\_B} = f_{ck\_B} + 8 \text{ N/mm}^2 = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm\_B} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck\_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3.0 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05\_B} = 0.7 \times f_{ctm\_B} = 2.1 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95\_B} = 1.3 \times f_{ctm\_B} = 3.9 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm\_B} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm\_B} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 33346 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\epsilon_{c1\_B} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm\_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd\_B} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05\_B} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd\_B} = \alpha_{cc} \times f_{ck\_B} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara\_B} = 0.60 \times f_{ck\_B} = 19.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm\_B} = 0.45 \times f_{ck\_B} = 14.40 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd\_B} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd\_B} = 2.22 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2)
Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni):	$\sigma_{sd} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = 313 \text{ N/mm}^2$

### 3.4.4 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:	<b>C35/45</b>
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):	$f_{ctk, 0.05\_C} = 0.7 \times f_{ctm\_C} = 2.2 \text{ N/mm}^2$

progettazione ati:



Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95\_C} = 1.3 \times f_{ctm\_C} = \mathbf{4.2 \text{ N/mm}^2}$
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm\_C} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm\_C} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = \mathbf{34077 \text{ N/mm}^2}$
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\varepsilon_{c1\_C} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm\_C} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = \mathbf{2.25 \text{ N/mm}^2}$
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd\_C} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05\_C} / \gamma_c = \mathbf{1.50 \text{ N/mm}^2}$
Resistenz di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd\_C} = \alpha_{cc} \times f_{ck\_C} / \gamma_c = \mathbf{19.83 \text{ N/mm}^2}$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara\_C} = 0.60 \times f_{ck\_C} = \mathbf{21.00 \text{ N/mm}^2}$
Reistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm\_C} = 0.45 \times f_{ck\_C} = \mathbf{15.75 \text{ N/mm}^2}$
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):	$f_{bd\_C} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd\_C} = \mathbf{2.36 \text{ N/mm}^2}$ (EC2 eq. 8.2)
Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni):	$\sigma_{sd\_C} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = \mathbf{313 \text{ N/mm}^2}$

### 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.

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

## 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:  $V_R = V_N \times C_U = \mathbf{100}$  anni

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

Stato limite di esercizio SLO:	$P_{VR\_SLO} = \mathbf{0.81 (81\%)}$
Stato limite di esercizio SLD:	$P_{VR\_SLD} = \mathbf{0.63 (63\%)}$
Stato limite ultimo SLV:	$P_{VR\_SLV} = \mathbf{0.10 (10\%)}$
Stato limite ultimo SLC:	$P_{VR\_SLC} = \mathbf{0.05 (5\%)}$

A cui corrispondono i seguenti tempi di ritorno:

Stato limite di esercizio SLO:	$T_{R\_SLO} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR\_SLO}) = \mathbf{60}$ anni
Stato limite di esercizio SLD:	$T_{R\_SLD} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR\_SLD}) = \mathbf{101}$ anni
Stato limite ultimo SLV:	$T_{R\_SLV} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR\_SLV}) = \mathbf{949}$ anni
Stato limite ultimo SLC:	$T_{R\_SLC} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR\_SLC}) = \mathbf{1950}$ 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  $T_{R\_SLV} =$

progettazione ati:

712 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. = **43.652238°**  
Longitudine (in gradi): Longit. = **12.540074°**

#### 4.2.2 Parametri sismici (su sito di riferimento rigido orizzontale)

Accelerazione di picco (norm.) per SLO:  $a_{gSLO} = \mathbf{0.079}$  g  
Accelerazione di picco (norm.) per SLD:  $a_{gSLD} = \mathbf{0.098}$  g  
Accelerazione di picco (norm.) per SLV:  $a_{gSLV} = \mathbf{0.225}$  g  
Accelerazione di picco (norm.) per SLC:  $a_{gSLC} = \mathbf{0.286}$  g

Fattore amplificatore spettro orizz. (SLO):  $F_{0SLO} = \mathbf{2.443}$   
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLD):  $F_{0SLD} = \mathbf{2.455}$   
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLV):  $F_{0SLV} = \mathbf{2.511}$   
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLC):  $F_{0SLC} = \mathbf{2.539}$

Fattore amplificatore spettro vert. (SLO):  $F_{VSLO} = 1.35 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}^{0.5} = \mathbf{0.927}$  (con  $a_{gSLO}$  adimensionale)  
Fattore amplificatore spettro vert. (SLD):  $F_{VSLD} = 1.35 \times F_{0SLD} \times a_{gSLD}^{0.5} = \mathbf{1.038}$  (con  $a_{gSLD}$  adimensionale)  
Fattore amplificatore spettro vert. (SLV):  $F_{VSLV} = 1.35 \times F_{0SLV} \times a_{gSLV}^{0.5} = \mathbf{1.608}$  (con  $a_{gSLV}$  adimensionale)  
Fattore amplificatore spettro vert. (SLC):  $F_{VSLC} = 1.35 \times F_{0SLC} \times a_{gSLC}^{0.5} = \mathbf{1.833}$  (con  $a_{gSLC}$  adimensionale)

Periodo fine tratto spettro orizz. (SLO):  $T_{CSLO}^* = \mathbf{0.287}$  s  
Periodo fine tratto spettro orizz. (SLD):  $T_{CSLD}^* = \mathbf{0.297}$  s  
Periodo fine tratto spettro orizz. (SLV):  $T_{CSLV}^* = \mathbf{0.329}$  s  
Periodo fine tratto spettro orizz. (SLC):  $T_{CSLC}^* = \mathbf{0.338}$  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	45	0.079	2.443	0.927	0.287
SLD	50	2.00	100	75	0.098	2.455	1.038	0.297
SLV	50	2.00	100	712	0.225	2.511	1.608	0.329
SLC	50	2.00	100	1462	0.286	2.539	1.833	0.338

**Tabella 4-1 - 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): **"T2"**  
Descrizione (da tab. 3.2.III): **"Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$ "**

Rapporto  $h/H$  quota sito/altezza rilievo topografico:  $h/H = r_h = \mathbf{1.00}$  (incide sull'entità dei valori intermedi riferibili ai valori massimi  $S_{T,max}$  riportati nella tab. 3.2.V delle NTC2018)

#### 4.2.4 Stato limite SLO

$S_{Sstr\_SLO} = \text{if}(\text{Cat}_{terr} == 1, "1.00", \text{if}(\text{Cat}_{terr} == 2, "1.40 - 0.40 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}", \text{if}(\text{Cat}_{terr} == 3, "1.70 - 0.60 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}", \text{if}(\text{Cat}_{terr} == 4, "2.40 - 1.50 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}", \text{if}(\text{Cat}_{terr} == 4, "2.00 - 1.10 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}", "")))) = \mathbf{1.40 - 0.40 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}}$

Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore):  $S_{S\_SLO} = \mathbf{1.40 - 0.40 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO} / a_g = 1.323}$  (NTC2018, tab. 3.2.IV)  
dovendo rientrare nei due limiti **1.00, 1.20** si ha:  $S_{S\_SLO} = \mathbf{1.200}$

Massimo coefficiente di amplificazione topografica:  $S_{T,max} = \mathbf{1.20}$  (NTC2018, tab. 3.2.V)

Coefficiente di amplificazione topografica effettivo:  $S_T = r_h \times (S_{T,max} - 1) + 1 = \mathbf{1.200}$  (andamento lineare, par. 3.2.3.2 NTC2018)

Coefficiente di suolo topografico:  $S_{SLO} = S_{S\_SLO} \times S_T = \mathbf{1.440}$  (adim.)

Coefficiente  $C_{C\_SLO}$  (formula/valore):  $C_{C\_SLO} = \mathbf{1.10 \times (T_{CSLO}^*)^{-0.20} = 1.412}$  (NTC2018, tab. 3.2.IV)

Periodo inizio tratto a velocità costante:  $T_{C\_SLO} = \mathbf{0.405}$  s =  $C_{C\_SLO} \times T_{CSLO}^*$

progettazione ati:

Periodo inizio spettro accelerazione costante:  $T_{B\_SLO} = T_{C\_SLO} / 3 = 0.135$  s (NTC 2018, eq. 3.2.6)  
 Periodo inizio spettro spostamento costante:  $T_{D\_SLO} = 1.916$  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:  $S_{S\_SLD} = 1.200$   
 Massimo coefficiente di amplificazione topografica:  $S_{T,max} = 1.20$  (NTC2018, tab. 3.2.V)  
 Coefficiente di amplificazione topografica effettivo:  $S_T = r_h \times (S_{T,max} - 1) + 1 = 1.200$  (andamento lineare, par. 3.2.3.2 NTC2018)  
 Coefficiente di suolo topografico:  $S_{SLD} = S_{S\_SLD} \times S_T = 1.440$  (adim.)  
 Coefficiente  $C_{C\_SLD}$  (formula/valore):  $C_{C\_SLD} = 1.10 \times (T_{C\_SLD}^*)^{-0.20} = 1.402$  (NTC2018, tab. 3.2.IV)  
 Periodo inizio tratto a velocità costante:  $T_{C\_SLD} = 0.416$  s =  $C_{C\_SLD} \times T_{C\_SLD}^*$   
 Periodo inizio spettro accelerazione costante:  $T_{B\_SLD} = T_{C\_SLD} / 3 = 0.139$  s (NTC 2018, eq. 3.2.6)  
 Periodo inizio spettro spostamento costante:  $T_{D\_SLD} = 1.992$  s =  $4.0 \times a_{gSLD}/g + 1.6$  (NTC2018, eq. 3.2.7)

#### 4.2.6 Stato limite SLV

Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore):  $S_{S\_SLV} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLV} \times a_{gSLV}/a_g = 1.174$  (NTC2018, tab. 3.2.IV)  
 dovendo rientrare nei due limiti **1.00, 1.20** si ha:  $S_{S\_SLV} = 1.174$   
 Massimo coefficiente di amplificazione topografica:  $S_{T,max} = 1.20$  (NTC2018, tab. 3.2.V)  
 Coefficiente di amplificazione topografica effettivo:  $S_T = r_h \times (S_{T,max} - 1) + 1 = 1.200$  (andamento lineare, par. 3.2.3.2 NTC2018)  
 Coefficiente di suolo topografico:  $S_{SLV} = S_{S\_SLV} \times S_T = 1.409$  (adim.)  
 Coefficiente  $C_{C\_SLV}$  (formula/valore):  $C_{C\_SLV} = 1.10 \times (T_{C\_SLV}^*)^{-0.20} = 1.374$  (NTC2018, tab. 3.2.IV)  
 Periodo inizio tratto a velocità costante:  $T_{C\_SLV} = 0.452$  s =  $C_{C\_SLV} \times T_{C\_SLV}^*$   
 Periodo inizio spettro accelerazione costante:  $T_{B\_SLV} = T_{C\_SLV} / 3 = 0.151$  s (NTC 2018, eq. 3.2.6)  
 Periodo inizio spettro spostamento costante:  $T_{D\_SLV} = 2.500$  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):  $S_{S\_SLC} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLC} \times a_{gSLC}/a_g = 1.110$  (NTC2018, tab. 3.2.IV)  
 dovendo rientrare nei due limiti **1.00, 1.20** si ha:  $S_{S\_SLC} = 1.110$   
 Massimo coefficiente di amplificazione topografica:  $S_{T,max} = 1.20$  (NTC2018, tab. 3.2.V)  
 Coefficiente di amplificazione topografica effettivo:  $S_T = r_h \times (S_{T,max} - 1) + 1 = 1.200$  (andamento lineare, par. 3.2.3.2 NTC2018)  
 Coefficiente di suolo topografico:  $S_{SLC} = S_{S\_SLC} \times S_T = 1.331$  (adim.)  
 Coefficiente  $C_{C\_SLC}$  (formula/valore):  $C_{C\_SLC} = 1.10 \times (T_{C\_SLC}^*)^{-0.20} = 1.366$  (NTC2018, tab. 3.2.IV)  
 Periodo inizio tratto a velocità costante:  $T_{C\_SLC} = 0.462$  s =  $C_{C\_SLC} \times T_{C\_SLC}^*$   
 Periodo inizio spettro accelerazione costante:  $T_{B\_SLC} = T_{C\_SLC} / 3 = 0.154$  s (NTC 2018, eq. 3.2.6)  
 Periodo inizio spettro spostamento costante:  $T_{D\_SLC} = 2.744$  s =  $4.0 \times a_{gSLC}/g + 1.6$  (NTC2018, eq. 3.2.7)

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

Stato limite sismico	$V_N$ (anni)	$C_U$ (adim.)	$V_R$ (anni)	$T_R$ (anni)	$a_g/g$ (adim.)	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
SLO	50	2.00	100	60	0.079	0.135	0.405	1.916
SLD	50	2.00	100	101	0.098	0.139	0.416	1.992
SLV	50	2.00	100	949	0.225	0.151	0.452	2.500
SLC	50	2.00	100	1950	0.286	0.154	0.462	2.744

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

progettazione ati:

## 5 MODELLI DI CALCOLO E VALORI DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO

### 5.1 Modelli di calcolo adottati per gli elementi “spalla”

Per l'analisi sismica globale – con isolatori tra impalcati e baggioli di 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 le spalle che sono un corpo monolitico con il terreno sono invece rappresentate da un vincolo verticale rigido.

Le sollecitazioni (caratteristiche, non fattorizzate), derivanti dall'analisi dei suddetti modelli globali 3D FEM, sono stati assunti qui come sistema di carichi equivalenti, caricando sui relativi appoggi/baggioli delle spalle, e combinando con i fattori indicati alle NTC2018 per tutte le combinazioni di carico da considerare.

#### Elementi “spalla”

Gli elementi “spalla” sono stati schematizzati con vincolo “a cerniera”, rispetto ai punti di appoggio con gli scarichi dell'impalcato, in virtù della loro struttura scatolare rigida, in più fondata su pali.

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,<sup>4</sup> 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 massa<sup>5</sup> 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).

### 5.2 Metodo di analisi per elementi “spalla”

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  $\beta_m$  di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è stato posto pari al valore unitario: relativamente a strutture di contenimento non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (fondazioni su pali). Di fatto, nelle verifiche sismiche SLV strutturali (con  $S = S_S \times S_T$ ), si calcola:

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

**NOTA:** 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”, si veda tabella di seguito).

<sup>4</sup> 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.

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

progettazione ati:

## 6 SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE DA IMPALCATI

### 6.1 Sollecitazioni scaricate su appoggi su spalle

Di seguito, le tabelle degli scarichi delle sollecitazioni (caratteristiche) scaricate sugli appoggi dalle travi metalliche delle strutture in elevazione (impalcati). I carichi sismici sono relativi allo SLV. L'analisi sismica è stata condotta ai sensi del D.M.17/01/18 con l'analisi spettrale del solo impalcato isolato con le seguenti caratteristiche del sistema di isolamento (rigidezza e smorzamento equivalente):  $k_r = 3.09 \text{ kN/mm}$ ,  $\xi_{eq} = 10.0\%$ . I dati sismici sono stati riferiti a  $V_N = 50$  anni, in Classe d'uso IV. Coordinate geografiche Longitudine  $12.540074^\circ$  e Latitudine  $43.652238^\circ$ . Categoria del sottosuolo di tipo B, topografia sottosuolo T2. Le reazioni sono riportate in tabella in forma spuria per le tre direzioni (orizzontali X, Y e verticale Z), ossia senza combinazioni direzionali.

#### 6.1.1 Spalla/e A

SPA -SPB		Carichi Verticali		
		A (nodo 001)	B (nodo 101)	C (nodo 201)
		[kN]	[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	2500	2400	2500
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	750	700	750
Ritiro	(e2)	0	0	0
Max Permanenti		3250	3100	3250
Min Permanenti		3250	3100	3250
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+qf)	1800	1250	400
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Centrale)*	(q1+q2+qf)	800	1500	650
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1+qf)	1750	600	-150
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	1850	950	-100
Gradiente termico	(q7)	0	0	0
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	0	0	0
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	0	0	0

SPA -SPB		Carichi Verticali		
		A (nodo 001)	B (nodo 101)	C (nodo 201)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	± 800	± 0	± 800
Sisma Verticale Max	(q6)	+200	+150	+200
Sisma Verticale Min	(q6)	-200	-150	-200
Vento Ponte Carico	(q5)	± 800	± 200	± 800
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 800	± 200	± 800
Centrifuga	(q4)	± 0	± 0	± 0
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0	0

progettazione ati:



SPA -SPB		Carichi Trasversali		
		A (nodo 001)	B (nodo 101)	C (nodo 201)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	550	550	550
Sisma Verticale Max	(q6)	0	0	0
Sisma Verticale Min	(q6)	0	0	0
Vento Ponte Carico	(q5)	250	250	250
Vento Ponte Scarico	(q5)	250	250	250
Centrifuga	(q4)	0	0	0
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0	0

SPA -SPB		Carichi Longitudinali		
		A (nodo 001)	B (nodo 101)	C (nodo 201)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	550	550	550
Sisma Verticale Max	(q6)	0	0	0
Sisma Verticale Min	(q6)	0	0	0
Vento Ponte Carico	(q5)	0	0	0
Vento Ponte Scarico	(q5)	0	0	0
Centrifuga	(q4)	0	0	0
Frenatura	(q3)	150	150	150
Termica uniforme	(q7)	100	100	100

Nota Bene 1 : tutti i carichi sono non ponderati

## 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  $\psi_{0,i}$ ,  $\psi_{1,j}$  e  $\psi_{2,i}$  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):  
 $A_d + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$

progettazione ati:

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  $i$ ;
- $\gamma_{G1}$  → coefficiente parziale per le azioni permanenti;
- $\gamma_{G2}$  → coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
- $\gamma_P$  → coefficiente parziale per le azioni di pre-tensione o pre-compressione;
- $\gamma_{Q1}$  → coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $\gamma_{Q,i}$  → coefficiente parziale per l'azione variabile  $i$ ;
- $\psi_{i,i}$  → 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	$\psi_0$ (di combinazione)	$\psi_1$ (valori frequenti)	$\psi_2$ (valori quasi permanenti)
<b>Azioni da traffico</b>	Gruppo 1 – Schema 1 (carichi tandem)	0.75	0.75	0.0
	Gruppo 1 – Schema 1 (carichi distribuiti)	0.40	0.40	0.0
	Gruppo 1 – Schema 2	0.0	0.75	0.0
	Gruppo 2a	0.0	0.0	0.0
	Gruppo 4 (folla)	0.0	0.75	0.0
<b>Azioni del vento</b>	$q_{5,v}$ – 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
<b>Azioni termiche</b>	$T_k$	0.60	0.60	0.50

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

## 7.2 Azioni nelle verifiche agli stati limite

### 7.2.1 Stati limite ultimi

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

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

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali  $\gamma_F$  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 $\gamma_F$	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
<b>Permanenti</b>	Favorevoli		0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	1.10	1.35	1.00
<b>Permanenti non strutturali<sup>(2)</sup></b>	Favorevoli		0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	1.50	1.50	1.30
<b>Variabili da traffico</b>	Favorevoli		0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli	$\gamma_Q$	1.35	1.35	1.15
<b>Variabili</b>	Favorevoli		0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	1.50	1.50	1.30
<b>Ritiro e viscosità, cedimenti vincolari</b>	Favorevoli		0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli	$\gamma_{s2}, \gamma_{s3}$	1.20	1.20	1.20

progettazione ati:



- (1) Equilibrio che non coinvolga parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO;  
(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (es.: carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

## 7.2.2 Stati limite di esercizio

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

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

Nel caso in oggetto, per la verifica di tutti gli elementi strutturali costituenti le spalle 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 delle spalle, 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 <sub>1</sub> Pesi Propri	G <sub>2</sub> Perm. portati	e <sub>2</sub> Ritiro	q <sub>7</sub> Termica uniforme	Q <sub>1</sub> (max d_Est)	Q <sub>1</sub> (max ecc_Est)	q <sub>3</sub> Frenatura	q <sub>4</sub> Centrifuga	q <sub>5-SC</sub> Vento ponte scarico	q <sub>5-C</sub> 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 ( <sup>1</sup> )	1.35	1.35	1.20	0.90	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90
SLU_02	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90
SLU_03	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.90
SLU_04	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.50
SLU_05	1.35	1.35	1.20	1.50	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.90
SLU_06	1.35	1.35	1.20	0.90	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU_07	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
SLU_08	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.00
SLU_09	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU_10	1.35	1.35	1.20	1.50	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU_16	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00
SLU_17	1.00	1.00	1.20	0.90	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90
SLU_18	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90
SLU_19	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.90
SLU_20	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.50
SLU_21	1.00	1.00	1.20	1.50	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.90
SLU_22	1.00	1.00	1.20	0.90	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU_23	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
SLU_24	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.00
SLU_25	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU_26	1.00	1.00	1.20	1.50	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00

COMB.	G <sub>1</sub> Pesi Propri	G <sub>2</sub> Perm. portati		q <sub>7</sub> Termica uniforme	Q <sub>6_V_max</sub> (sisma verticale)	Q <sub>6_V_min</sub> (sisma verticale)	q <sub>6_H</sub> (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 ( <sup>1</sup> )	1.00	1.00		0.50	0,00	0,00	1.00			

progettazione ati:

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

**NOTA:** “Q1 (max d\_Est)” è la combinazione di carico relativa alla massima densità di carichi viaggianti sugli impalcati; “Q1 (max Ecc\_Est)” è la combinazione di carico relativa alla disposizione geometrica sugli impalcati corrispondente alla massima eccentricità risultante dei carichi viaggianti.

**Figura 7.3 Combinazioni di carico SLU e SLV (maggiormente significative per spalle): 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.	G <sub>1</sub> Pesi Propri	G <sub>2</sub> Perm. portati	e <sub>2</sub> Ritiro	q <sub>7</sub> Termica uniforme	Q <sub>1</sub> (max d_Est)	Q <sub>1</sub> (max ecc_Est)	q <sub>3</sub> Frenatura	q <sub>4</sub> Centrifuga	q <sub>5</sub> -SC Vento ponte scarico	q <sub>5</sub> -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 <sup>(*)</sup>	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_02	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_03	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.60
SLEr_04	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEr_05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_06	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_07	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_08	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEr_09	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_16	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLEr_17	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_18	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_19	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.60
SLEr_20	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEr_21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_22	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_23	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_24	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEr_25	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

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

**NOTA:** “Q1 (max d\_Est)” è la combinazione di carico relativa alla massima densità di carichi viaggianti sugli impalcati; “Q1 (max Ecc\_Est)” è la combinazione di carico relativa alla disposizione geometrica sugli impalcati corrispondente alla massima eccentricità risultante dei carichi viaggianti.

**Figura 7.4 Combinazioni di carico SLE-rara (maggiormente significative per spalle): 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 <sub>1</sub> Pesi Propri	G <sub>2</sub> Perm. portati	e <sub>2</sub> Ritiro	q <sub>7</sub> Termica uniforme	Q <sub>1</sub> (max d_Est)	Q <sub>1</sub> (max ecc_Est)	q <sub>3</sub> Frenatura	q <sub>4</sub> Centrifuga	q <sub>5</sub> -SC Vento ponte scarico	q <sub>5</sub> -C Vento ponte carico
SLEf_00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLEf_01 <sup>(*)</sup>	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_02	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_03	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.20
SLEf_04	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEf_05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_06	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

progettazione ati:

SLEf_07	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_08	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEf_09	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_16	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLEf_17	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_18	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_19	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.20
SLEf_20	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEf_21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_22	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_23	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_24	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEf_25	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

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

**NOTA:** “Q1 (max d\_Est)” è la combinazione di carico relativa alla massima densità di carichi viaggianti sugli impalcati; “Q1 (max Ecc\_Est)” è la combinazione di carico relativa alla disposizione geometrica sugli impalcati corrispondente alla massima eccentricità risultante dei carichi viaggianti.

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

### 7.3.4 Combinazioni SLE – quasi permanente

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

COMB.	G <sub>1</sub> Pesi Propri	G <sub>2</sub> Perm. portati	e <sub>2</sub> Ritiro	q <sub>7</sub> Termica uniforme	Q <sub>1</sub> (max d_Est)	Q <sub>1</sub> (max ecc_Est)	q <sub>3</sub> Frenatura	q <sub>4</sub> Centrifuga	q <sub>5-SC</sub> Vento ponte scarico	q <sub>5-C</sub> 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	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEqp_05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_06	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_07	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_08	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEqp_09	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_16	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLEqp_17	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_18	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_19	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEqp_20	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEqp_21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_22	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_23	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_24	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEqp_25	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

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

**NOTA:** “Q1 (max d\_Est)” è la combinazione di carico relativa alla massima densità di carichi viaggianti sugli impalcati; “Q1 (max Ecc\_Est)” è la combinazione di carico relativa alla disposizione geometrica sugli impalcati corrispondente alla massima eccentricità risultante dei carichi viaggianti.

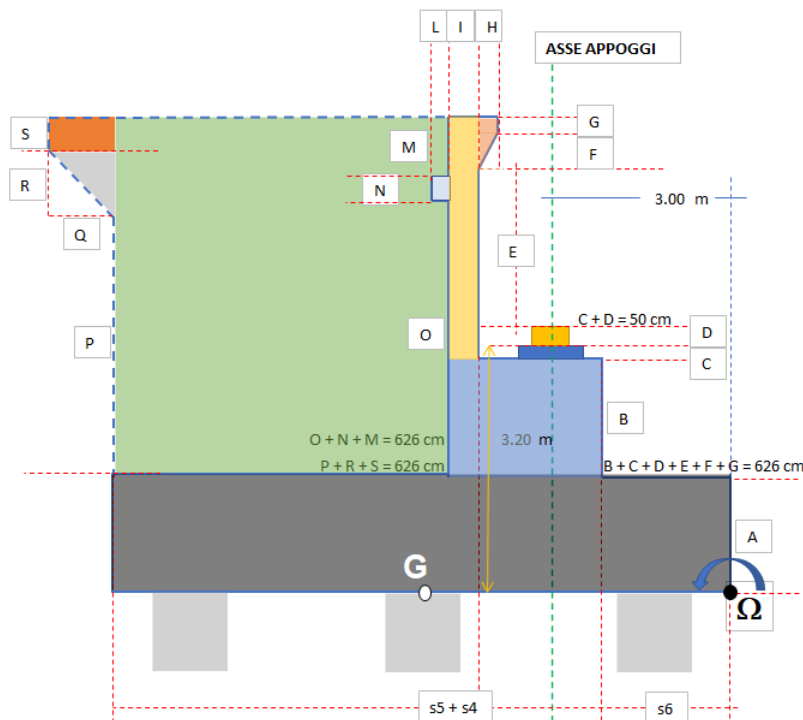
**Figura 7.6 Combinazioni di carico SLE-quasi permanente (maggiormente significative per spalle): tabella 5.1.VI delle NTC2018.**

progettazione ati:

## 8 GEOMETRIE ELEMENTI STRUTTURALI: SPALLA A

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

### 8.1 Geometria spalla: schemi grafici qualitativi



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

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

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

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

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

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

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

progettazione ati:

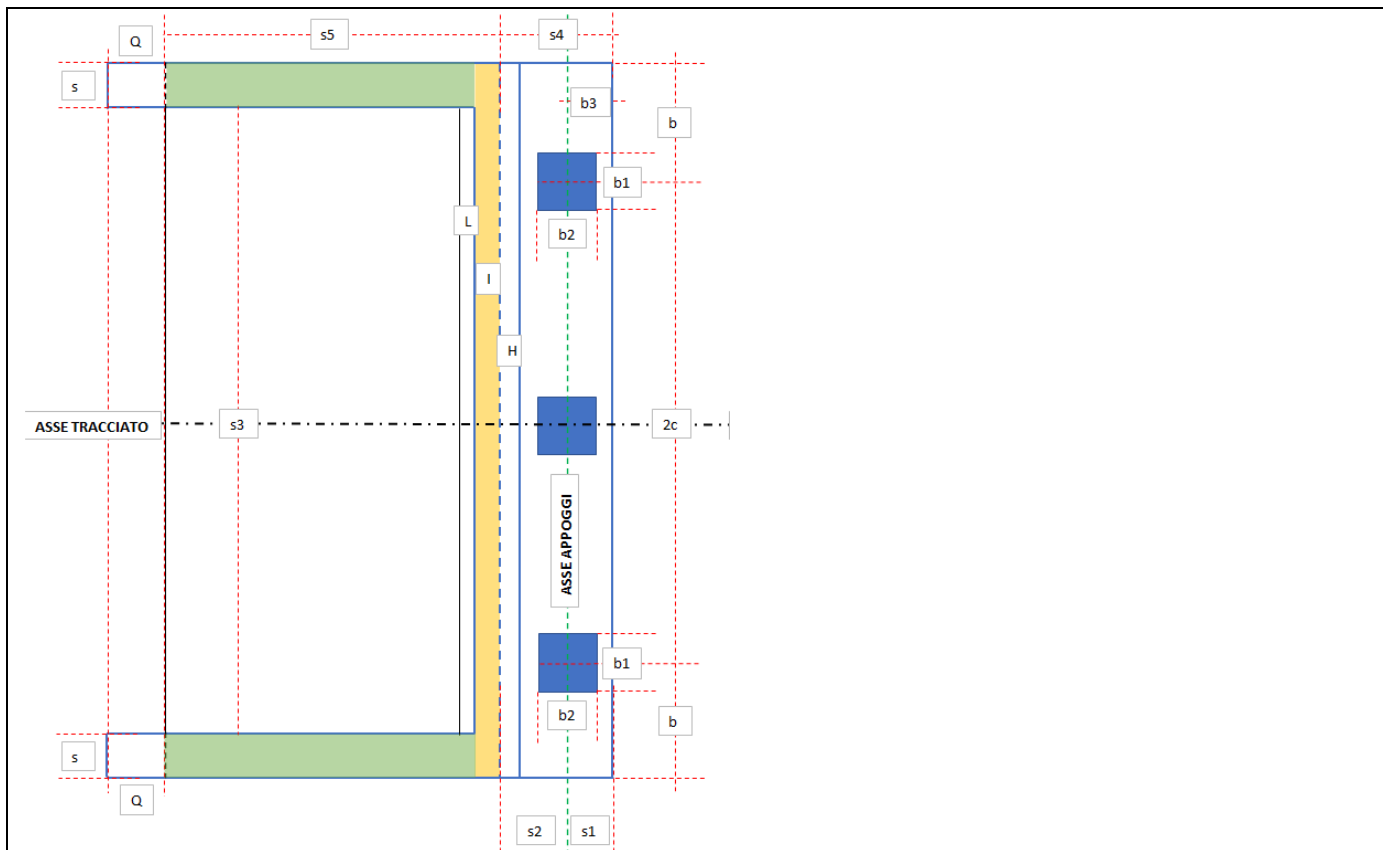


Figura 2 - sezione orizzontale spiccato parete elevazione. Figura qualitativa, dimensioni non in scala.  
N.B.: il numero di appoggi rappresentato è del tutto generale

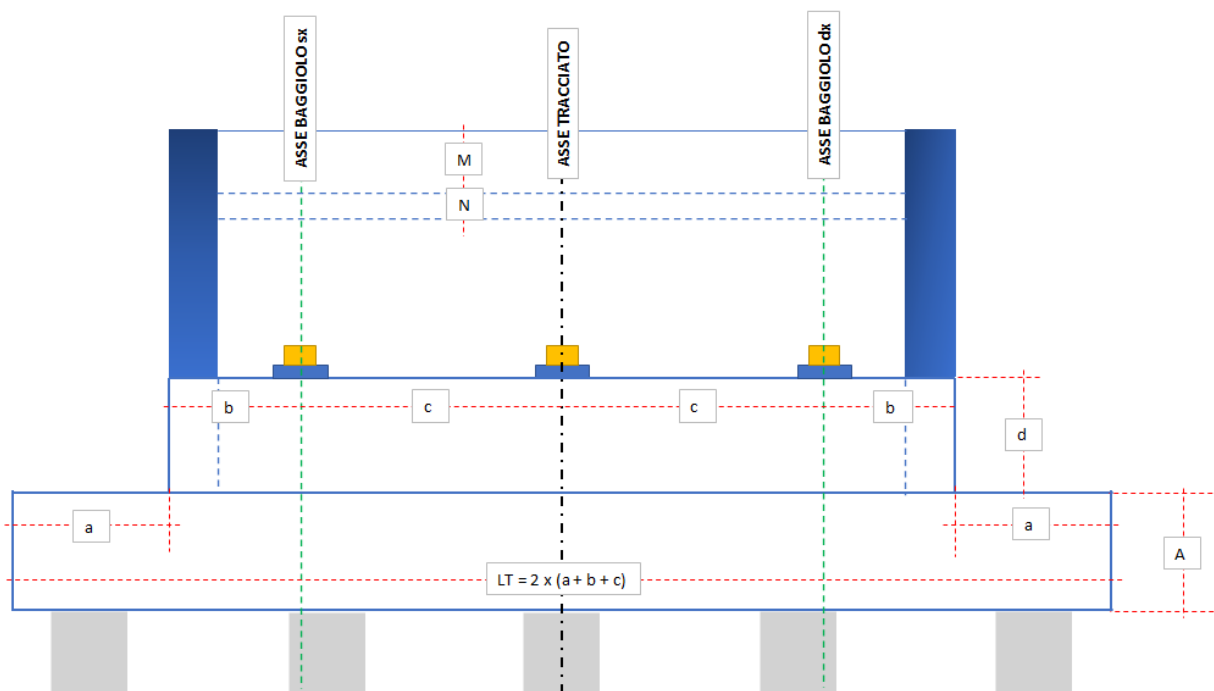


Figura 3 - Sezione verticale, trasversale, su assi appoggi – schema qualitativo – numero di appoggi disegnati generale

progettazione ati:

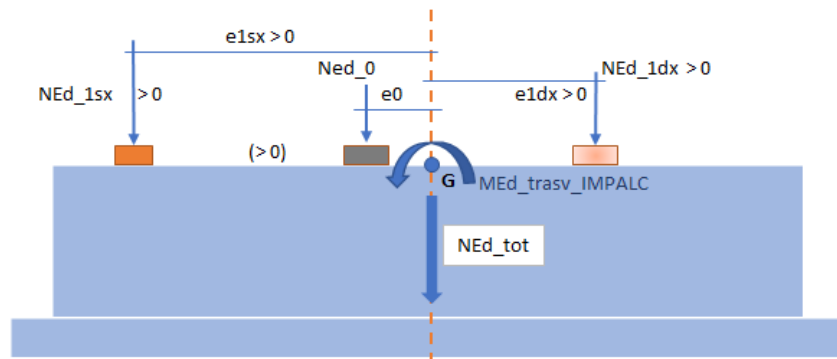


Figura 4 - Sezione verticale, trasversale, piano per assi appoggi – schema qualitativo – disposizione assi appoggi da asse spalla/platea. Numero di appoggi rappresentato puramente generale

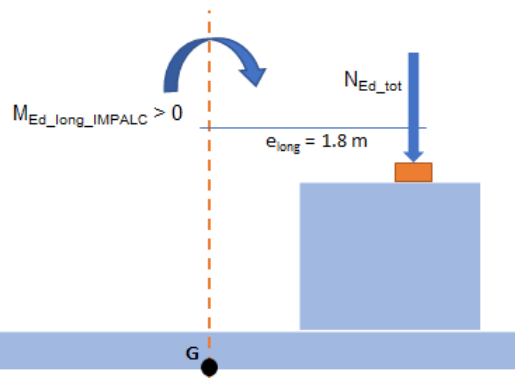


Figura 5 - Sezione verticale, longitudinale, su baricentro plinto – schema qualitativo – disposizione assi appoggi da asse spalla/platea. Momento risultante longitudinale per eccentricità carichi su appoggi

### 8.1.1 Disassamento baricentro appoggi

Numero di appoggi (effettivo) per spalla:	3
Distanza appoggio "1 sx" da baricentro spalla:	$e_{1sx} = 400 \text{ cm}$
Distanza appoggio "0" (baricentro appoggi lat.):	$e_0 = 0 \text{ cm}$ (coincidente con baricentro coppia appoggi)
Distanza appoggio "1 dx" da baricentro spalla:	$e_{1dx} = 400 \text{ cm}$
Distanza baricentro appoggi da baricentro plinto:	$e_{long} = 180 \text{ cm}$

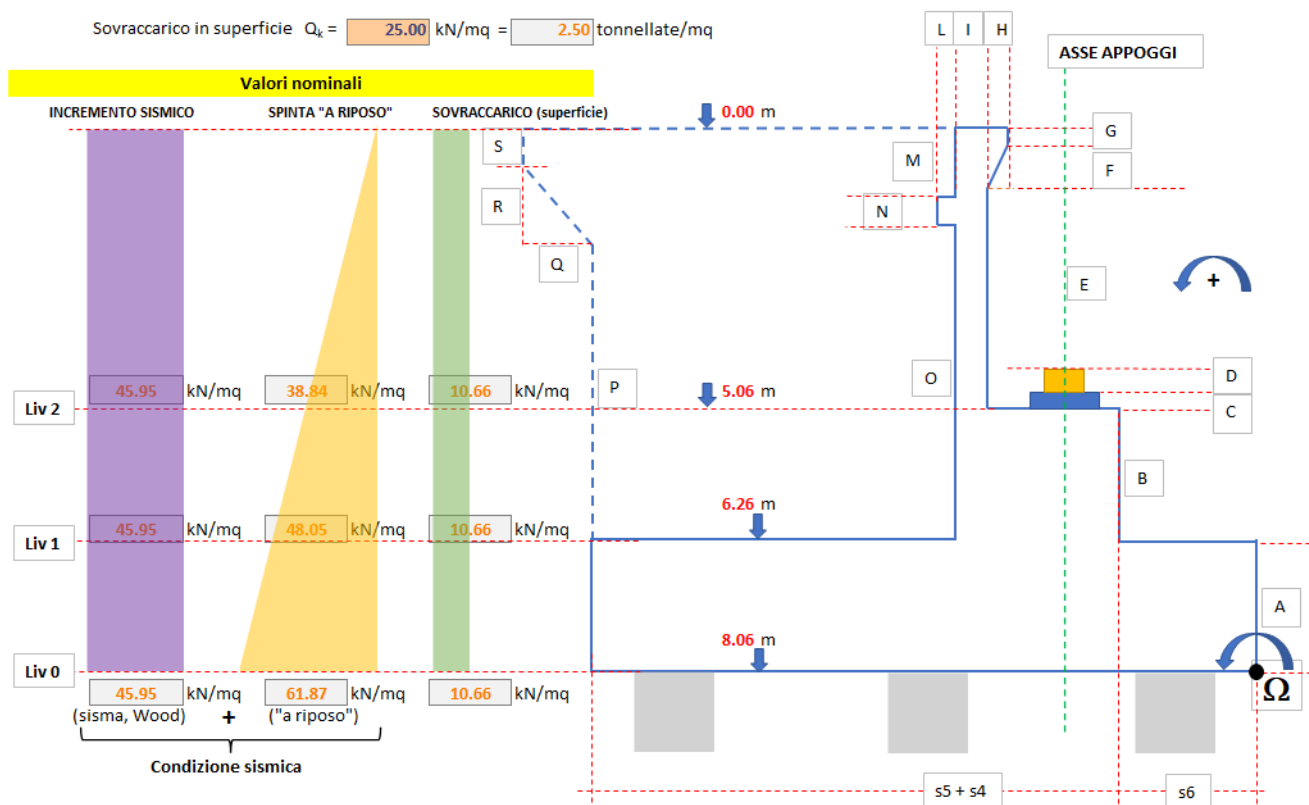
### 8.1.2 Dimensioni geometriche spalla

Altezza soletta fondazione:	A = 180 cm
Altezza parete elevazione:	B = d = 120 cm
Altezza baggioli (valore medio riferimento):	C = 20 cm
Altezza apparecchio di appoggio:	D = 30 cm
Altezza tratto intermedio paraghiaia:	E = 386 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 = 60 cm
Larghezza dente soletta flottante:	L = 0 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 = 626 cm
Altezza risvolti laterali (fino a inizio bandiera):	P = 396 cm

progettazione ati:

Larghezza orizzontale bandiera:	Q = 200 cm
Altezza tratto triangolare bandiera:	R = 130 cm
Altezza tratto quadrangolare bandiera:	S = 100 cm
Sbordo soletta fondazione da risvolti laterali:	a = 240 cm
Distanza asse appoggi di estremità da risvolti:	b = 200 cm (valore medio)
Interasse (orizzontale) appoggi:	c = 400 cm (valore medio)
Larghezza trasversale soletta fondazione:	LT = 1680 cm
Spessore risvolti laterali:	s = 75 cm
Distanza asse appoggi da bordo parete elevazione:	s1 = b3 = 80 cm
Distanza asse appoggi da bordo parete paraghiaia:	s2 = 110 cm
Dimensione x baggiolo:	b1 = 100 cm
Dimensione y baggiolo:	b2 = 100 cm
Distanza interna netta tra risvolti laterali:	s3 = 1050 cm
Larghezza parete elevazione da superf. paraghiaia:	s4 = 190 cm
Larghezza orizzontale (costante) risvolto laterale:	s5 = 550 cm
Distanza orizzontale risvolti laterali:	s5 + s4 = 740 cm
Larghezza totale soletta di fondazione:	s4 + 2s + s6 = 960 cm
Larghezza soletta fondazione da parete elevazione:	s6 = 220 cm
Larghezza (trasversale) parete elevazione:	2(b + c) = 12.00 m.

Sovraccarico in superficie  $Q_k = 25.00$  kN/mq = 2.50 tonnellate/mq



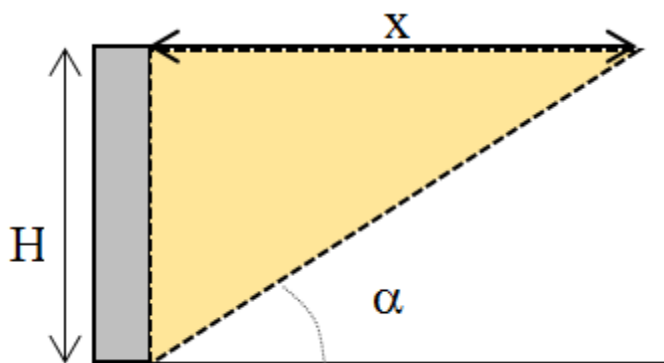
**Figura 6 - Schema dei carichi (caratteristici) delle azioni provenienti dai terreni**

progettazione ati:



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  $35^\circ$  (il valore caratteristico di tale parametro in combinazione M2 è pari a  $28^\circ$ ). Per un'opera di altezza H la lunghezza della base del cuneo in superficie è pari a  $H/\tan(\pi/4+28^\circ/2)$ .

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



Nel caso della spalla in oggetto, considerando una spalla di altezza pari a circa 8,0 m (elevazione+fondazione) e larghezza di 12,0 m, 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  $= 4,81 \times 12,00 = 57,72$ .

Da cui  $Q = 1200/57,72 + 4,5 = 25$  kN/m<sup>2</sup>

Si osserva, inoltre, che il cuneo sarà in generale più esteso di quello considerato sopra, e poiché nelle valutazioni precedenti è stato trascurato l'effetto positivo della diffusione dei carichi concentrati con la profondità, il valore assunto nelle verifiche si ritiene cautelativo.

### 8.1.3 Dati geotecnici e sismici dei terreni

Accelerazione normalizzata (sisma orizzontale):	$a_g/g = 0.225$ ; (sisma SLV)
Coefficiente amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.173$
Coefficiente amplificazione topografica:	$S_T = 1.200$
Coeff. di riduzione max. accelerazione attesa:	$\beta_m = 1.00$
Peso specifico terreno tal quale:	$\gamma = 18.00$ (valore medio di riferimento)
Angolo di attrito interno terreno:	$\phi = 35^\circ$
Coefficiente sisma SLV orizzontale:	$k_h = \beta_m S_S S_T a_g/g = 0.317$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2)
Coefficiente sisma SLV verticale:	$k_v = 0.5k_h = 0.158$ (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):	$Q_k = 25.00$ kN/m <sup>2</sup> = 2.50 tonnellate/m <sup>2</sup>
Altezza su cui agisce l'incremento sismico (Wood):	$H = 8.06$ m (altezza spalla con sp. soletta fondazione)
Incremento di pressione sismica (modello Wood):	$S_T S_S (a_g/g) \gamma H = 45.95$ kN/m <sup>2</sup> (distribuzione costante)
Massima pressione spinta "a riposo":	$k_0 \gamma H = (0.426 \times 18.00 \times 8.06) = 61.87$ kN/m <sup>2</sup> (arrotondato)
Massima pressione sovraccarico superficie:	$k_0 Q_k = (0.426 \times 25.00) = 10.66$ kN/m <sup>2</sup> (arrotondato)

progettazione ati:

### 8.1.4 Distribuzione masse elementi spalla

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

Tipologia elemento spalla	Pesi [kN]	Braccio [m]	Momenti da $\Omega$ [kNm]
Soletta fondazione	7257.6	4.80	34836
Parete elevazione	900.0	3.45	3105
Paraghiaia	910.8	4.40	4008
Baggioli (complessivi)	15.0	3.00	45
Sbalzo paraghiaia	36.8	3.96	146
Dente soletta flottante	0.0	4.70	0
Muri di risvolto	1150.3	7.15	8224
Bandiera (parte superiore)	75.0	8.15	611
Bandiera (parte inferiore)	48.8	7.82	381
Peso terreno interno spalla (escluso sovraccarico) <sup>(1)</sup>	5797	7.15	41451

<sup>(1)</sup> 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):	$N = 16192 \text{ kN}$
Complessivi momenti (rispetto polo $\Omega$ ):	$M = 92808 \text{ kNm}$
Eccentricità complessivi verticali (pesi):	$e = M/N = 5.73 \text{ m}$
Distanza baricentro soletta fondazione da $\Omega$ :	$G\Omega = (s_4 + s_5 + s_6)/2 = 4.80 \text{ m}$
Distanza eccentricità (trasporto):	$\Delta e = e - G\Omega = 0.93 \text{ m}$
Momento (complessivo) trasportato su G:	$M_G = N \times \Delta e = 15088 \text{ kNm}$ (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 $\Omega$ [kNm]
Soletta fondazione	2298.6	0.90	2069
Parete elevazione	285.0	2.40	684
Paraghiaia	288.5	5.53	1595
Baggioli (complessivi)	3.2	3.10	10
Sbalzo paraghiaia	13.3	7.91	105
Dente soletta flottante	0.0	8.06	0
Muri di risvolto	364.3	4.93	1796
Bandiera (parte superiore)	23.8	7.56	180
Bandiera (parte inferiore)	15.4	6.63	102
Peso terreno interno spalla	1836.0	4.93	9051

Complessivi (orizzontali) inerzie:	$V_h = 5128 \text{ kN}$
Complessivi momenti (ribaltanti):	$M_h = -15592 \text{ kNm}$

Valori riferiti alla larghezza della parete di elevazione:  $L = 12 \text{ m}$  (risultanti sismiche orizzontali e momenti ribaltanti dovuti alle spinte dei terreni)

Liv 0 - Quota: 8.06 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	4444 kN	2992 kN	1031 kN
$M_k =$	-17910 kNm	-8038 kNm	-4155 kNm

Liv 1 - Quota: 6.26 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	3452 kN	1805 kN	801 kN
$M_k =$	-10804 kNm	-3766 kNm	-2507 kNm

Liv 2 - Quota: 5.06 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	2790 kN	1179 kN	647 kN
$M_k =$	-7059 kNm	-1989 kNm	-1638 kNm

progettazione ati:

### 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:	$H_{Ed\_long\_terre} = 5230$ kN
Da comb. SLU_16 a combinazione SLU_26:	$H_{Ed\_long\_terre} = 4023$ kN
Combinazione sismica SLV_03:	$H_{Ed\_long\_terre} = 7436$ kN
Da comb. SLU_00 a combinazione SLU_10:	$M_{Ed\_terre} = 15851$ kNm (in modulo)
Da comb. SLU_16 a combinazione SLU_26:	$M_{Ed\_terre} = 12193$ kNm (in modulo)
Combinazione sismica SLV_03:	$M_{Ed\_terre} = 25948$ kNm (in modulo)

### 8.1.7 Sollecitazioni scaricate dagli impalcati

Altezza estradosso baggioli da quota testa palificata:	3.20 m
Altezza estradosso appoggi da quota testa palificata:	3.50 m; (valore utilizzato per calcolo momenti)
Numero di appoggi per spalla:	3

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

$N_{Ed\_tot}$	scarico complessivo da impalcato su appoggi spalla
$M_{Ed\_trasv\_IMPALC}$	momento complessivo trasversale per scarichi impalcato su appoggi
$M_{Ed\_long\_IMPALC}$	momento longitudinale per eccentricità longitudinale ( $e_{long}$ ) risultante totale assiale scarichi,
	$N_{Ed\_tot} \times e_{long}$
$H_{trasv\_IMPALC}$	risultante carichi trasversali su appoggi spalla
$H_{long\_IMPALC}$	risultante carichi longitudinali su appoggi spalla

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della spalla tra i 3 appoggi presenti (a quota dell'estradosso degli appoggi).

**Valori con segno algebrico.**

Comb.	MIN $N_{Ed\_tot}$ [kN]	MAX $N_{Ed\_tot}$ [kN]	(1) / (2) $M_{Ed\_trasv\_IMPALC}$ [kNm]	(1) / (2) $M_{Ed\_long\_IMPALC}$ [kNm]	(1) / (2) $H_{trasv\_IMPALC}$ [kN]	(1) / (2) $H_{long\_IMPALC}$ [kN]
SLU_00	12960	12960	9600/-9600	23328/23328	1125/-1125	270/270
SLU_01	17618	17618	13320/1800	31712/31712	675/-675	270/270
SLU_02	16605	16605	16290/4770	29889/29889	675/-675	877.5/877.5
SLU_03	16605	16605	16290/4770	29889/29889	675/-675	270/270
SLU_04	15694	15694	17498/-1703	28249/28249	1125/-1125	270/270
SLU_05	16605	16605	16290/4770	29889/29889	675/-675	450/450
SLU_06	17618	17618	7560/7560	31712/31712	0/0	270/270
SLU_07	16605	16605	10530/10530	29889/29889	0/0	877.5/877.5
SLU_08	16605	16605	10530/10530	29889/29889	0/0	270/270
SLU_09	16605	16605	10530/10530	29889/29889	0/0	270/270
SLU_10	16605	16605	10530/10530	29889/29889	0/0	450/450
SLU_16	9600	9600	9600/-9600	17280/17280	1125/-1125	270/270
SLU_17	14258	14258	13320/1800	25664/25664	675/-675	270/270
SLU_18	13245	13245	16290/4770	23841/23841	675/-675	877.5/877.5
SLU_19	13245	13245	16290/4770	23841/23841	675/-675	270/270
SLU_20	12334	12334	17498/-1703	22201/22201	1125/-1125	270/270
SLU_21	13245	13245	16290/4770	23841/23841	675/-675	450/450
SLU_22	14258	14258	7560/7560	25664/25664	0/0	270/270
SLU_23	13245	13245	10530/10530	23841/23841	0/0	877.5/877.5
SLU_24	13245	13245	10530/10530	23841/23841	0/0	270/270
SLU_25	13245	13245	10530/10530	23841/23841	0/0	270/270
SLU_26	13245	13245	10530/10530	23841/23841	0/0	450/450
SLV_01	9050	10150	0/0	18270/16290	-	-
SLV_02	8300	9400	3000/3000	16920/14940	-	-
SLV_03	-	-	-	/	1650/-1650	1800/-1500

progettazione ati:

**VIADOTTO CERRETO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO**

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

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

$H_{\text{trav\_IMPALC}}$	risultante carichi trasversali su piano testa pali (baricentro)
$M_{\text{trav\_IMPALC}}$	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 degli appoggi: **3.50 m** (a partire dalla quota testa dei pali).

Comb.	$H_{\text{trav\_IMPALC}}$ [kN]	$M_{\text{trav\_IMPALC}}$ [kNm]	$H_{\text{long\_IMPALC}}$ [kN]	$M_{\text{long\_IMPALC}}$ [kNm]
SLU_00	1125	3938	270	945
SLU_01	675	2363	270	945
SLU_02	675	2363	877.5	3071
SLU_03	675	2363	270	945
SLU_04	1125	3938	270	945
SLU_05	675	2363	450	1575
SLU_06	0	0	270	945
SLU_07	0	0	877.5	3071
SLU_08	0	0	270	945
SLU_09	0	0	270	945
SLU_10	0	0	450	1575
SLU_16	1125	3938	270	945
SLU_17	675	2363	270	945
SLU_18	675	2363	877.5	3071
SLU_19	675	2363	270	945
SLU_20	1125	3938	270	945
SLU_21	675	2363	450	1575
SLU_22	0	0	270	945
SLU_23	0	0	877.5	3071
SLU_24	0	0	270	945
SLU_25	0	0	270	945
SLU_26	0	0	450	1575
SLV_01	-	-	-	-
SLV_02	-	-	-	-
SLV_03	1650	5775	1800	6300

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):

$\Delta M_{\text{Ed-trasv\_IMPALC}}$	quota di momento per eccentricità baric. appoggi da baric. palificata
$N_{\text{Ed\_spalla}}$	valore di progetto carichi verticali strutture/terre spalla (su palificata)
$M_{\text{Ed\_spalla (LONG)}}$	Momento di progetto carichi verticali strutture/terre da baric. palificata
$H_{\text{Ed\_spalla\_sisma}}$	Inerzie orizzontali elementi strutturali spalla
$M_{\text{Ed\_spalla (LONG)\_sisma}}$	Momenti ribaltanti inerzie elementi strutturali spalla
$M_{\text{long\_TERRE}}$	Momenti ribaltanti per spinta delle terre
$H_{\text{long\_terre}}$	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 $\Delta M_{\text{Ed-trasv\_IMPALC}}$	MAX $\Delta M_{\text{Ed-trasv\_IMPALC}}$	$N_{\text{Ed\_spalla}}$	$M_{\text{Ed\_spalla (LONG)}}$	$H_{\text{Ed\_spalla\_sisma}}$	$M_{\text{Ed\_spalla (LONG)\_sisma}}$	$M_{\text{long\_TERRE}}$	$H_{\text{long\_terre}}$
SLU_00	0	0	21859	-20369	-	-	14771	4962
SLU_01	0	0	21859	-20369	-	-	14771	4962
SLU_02	0	0	21859	-20369	-	-	14771	4962
SLU_03	0	0	21859	-20369	-	-	14771	4962

progettazione ati:

**VIADOTTO CERRETO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO**

SLU_04	0	0	21859	-20369	-	-	14771	4962
SLU_05	0	0	21859	-20369	-	-	14771	4962
SLU_06	0	0	21859	-20369	-	-	14771	4962
SLU_07	0	0	21859	-20369	-	-	14771	4962
SLU_08	0	0	21859	-20369	-	-	14771	4962
SLU_09	0	0	21859	-20369	-	-	14771	4962
SLU_10	0	0	21859	-20369	-	-	14771	4962
SLU_16	0	0	21859	-20369	-	-	11362	3817
SLU_17	0	0	21859	-20369	-	-	11362	3817
SLU_18	0	0	21859	-20369	-	-	11362	3817
SLU_19	0	0	21859	-20369	-	-	11362	3817
SLU_20	0	0	21859	-20369	-	-	11362	3817
SLU_21	0	0	21859	-20369	-	-	11362	3817
SLU_22	0	0	21859	-20369	-	-	11362	3817
SLU_23	0	0	21859	-20369	-	-	11362	3817
SLU_24	0	0	21859	-20369	-	-	11362	3817
SLU_25	0	0	21859	-20369	-	-	11362	3817
SLU_26	0	0	21859	-20369	-	-	11362	3817

SLV_01	0	-	16192	-15088	5128	15592	-	-
SLV_02	0	-	16192	-15088	5128	15592	-	-
SLV_03	0	-	16192	-15088	5128	15592	25948	7436

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:  
eccentricità asse baglioli da baricentro testa palificata:

0.00 m (perpendicolarmente asse tracciato)  
1.80 m (parallelamente asse tracciato).

Comb.	MIN $N_{Ed\_tot}$ [kN]	MAX $N_{Ed\_tot}$ [kN]	(1) $M_{Ed\_trasv\_tot}$ [kNm]	(2) $M_{Ed\_trasv\_tot}$ [kNm]	(1) $M_{long\_tot}$ [kNm]	(2) $M_{long\_tot}$ [kNm]	$H_{trasv\_tot}$ [kN]	$H_{long\_tot}$ [kN]
SLU_00	34819	34819	13538	-13538	18675	18675	1125	5232
SLU_01	39476	39476	15683	-563	27058	27058	675	5232
SLU_02	38464	38464	18653	2408	27362	27362	675	5839
SLU_03	38464	38464	18653	2408	25236	25236	675	5232
SLU_04	37552	37552	21435	-5640	23596	23596	1125	5232
SLU_05	38464	38464	18653	2408	25866	25866	675	5412
SLU_06	39476	39476	7560	7560	27058	27058	0	5232
SLU_07	38464	38464	10530	10530	27362	27362	0	5839
SLU_08	38464	38464	10530	10530	25236	25236	0	5232
SLU_09	38464	38464	10530	10530	25236	25236	0	5232
SLU_10	38464	38464	10530	10530	25866	25866	0	5412
SLU_16	31459	31459	13538	-13538	9218	9218	1125	4087
SLU_17	36116	36116	15683	-563	17602	17602	675	4087
SLU_18	35104	35104	18653	2408	17906	17906	675	4694
SLU_19	35104	35104	18653	2408	15779	15779	675	4087
SLU_20	34192	34192	21435	-5640	14139	14139	1125	4087
SLU_21	35104	35104	18653	2408	16409	16409	675	4267
SLU_22	36116	36116	7560	7560	17602	17602	0	4087
SLU_23	35104	35104	10530	10530	17906	17906	0	4694
SLU_24	35104	35104	10530	10530	15779	15779	0	4087
SLU_25	35104	35104	10530	10530	15779	15779	0	4087
SLU_26	35104	35104	10530	10530	16409	16409	0	4267

progettazione ati:

**VIADOTTO CERRETO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO**

SLV_01	25242	26342	0	0	7743	18723	0	5128
SLV_02	19484	19484	3000	3000	6393	17373	0	5128
SLV_03	25242	26342	5775	-5775	39991	30421	1650	12528

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

NOTA: Sollecitazioni SLE-rara riferite al baricentro della palificata

Comb.	MIN N <sub>Ed_tot</sub> [kN]	MAX N <sub>Ed_tot</sub> [kN]	(1) M <sub>Ed_trasv_tot</sub> [kNm]	(2) M <sub>Ed_trasv_tot</sub> [kNm]	(1) M <sub>long_tot</sub> [kNm]	(2) M <sub>long_tot</sub> [kNm]	H <sub>trasv_tot</sub> [kN]	H <sub>long_tot</sub> [kN]
SLEr_00	25792	25792	9025	-9025	15015	15015	750	4203
SLEr_01	29242	29242	11015	185	21225	21225	450	4203
SLEr_02	28492	28492	13215	2385	21450	21450	450	4653
SLEr_03	28492	28492	13215	2385	19875	19875	450	4203
SLEr_04	27817	27817	14875	-3175	18660	18660	750	4203
SLEr_05	28492	28492	13215	2385	20295	20295	450	4323
SLEr_06	29242	29242	5600	5600	21225	21225	0	4203
SLEr_07	28492	28492	7800	7800	21450	21450	0	4653
SLEr_08	28492	28492	7800	7800	19875	19875	0	4203
SLEr_09	28492	28492	7800	7800	19875	19875	0	4203
SLEr_10	28492	28492	7800	7800	20295	20295	0	4323
SLEr_16	25792	25792	9025	-9025	15015	15015	750	4203
SLEr_17	29242	29242	11015	185	21225	21225	450	4203
SLEr_18	28492	28492	13215	2385	21450	21450	450	4653
SLEr_19	28492	28492	13215	2385	19875	19875	450	4203
SLEr_20	27817	27817	14875	-3175	18660	18660	750	4203
SLEr_21	28492	28492	13215	2385	20295	20295	450	4323
SLEr_22	29242	29242	5600	5600	21225	21225	0	4203
SLEr_23	28492	28492	7800	7800	21450	21450	0	4653
SLEr_24	28492	28492	7800	7800	19875	19875	0	4203
SLEr_25	28492	28492	7800	7800	19875	19875	0	4203
SLEr_26	28492	28492	7800	7800	20295	20295	0	4323

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

NOTA: Sollecitazioni SLE-frequente riferite al baricentro della palificata

Comb.	MIN N <sub>Ed_tot</sub> [kN]	MAX N <sub>Ed_tot</sub> [kN]	(1) M <sub>Ed_trasv_tot</sub> [kNm]	(2) M <sub>Ed_trasv_tot</sub> [kNm]	(1) M <sub>long_tot</sub> [kNm]	(2) M <sub>long_tot</sub> [kNm]	H <sub>trasv_tot</sub> [kN]	H <sub>long_tot</sub> [kN]
SLEf_00	25792	25792	9025	-9025	15015	15015	750	4203
SLEf_01	29242	29242	7405	3795	21225	21225	150	4203
SLEf_02	28492	28492	9605	5995	21450	21450	150	4653
SLEf_03	28492	28492	9605	5995	19875	19875	150	4203
SLEf_04	27817	27817	14875	-3175	18660	18660	750	4203
SLEf_05	28492	28492	9605	5995	20295	20295	150	4323
SLEf_06	29242	29242	5600	5600	21225	21225	0	4203
SLEf_07	28492	28492	7800	7800	21450	21450	0	4653
SLEf_08	28492	28492	7800	7800	19875	19875	0	4203
SLEf_09	28492	28492	7800	7800	19875	19875	0	4203
SLEf_10	28492	28492	7800	7800	20295	20295	0	4323
SLEf_16	25792	25792	9025	-9025	14595	14595	750	4083
SLEf_17	29242	29242	7405	3795	20805	20805	150	4083
SLEf_18	28492	28492	9605	5995	21030	21030	150	4533
SLEf_19	28492	28492	9605	5995	19455	19455	150	4083
SLEf_20	27817	27817	14875	-3175	18240	18240	750	4083
SLEf_21	28492	28492	9605	5995	20295	20295	150	4323
SLEf_22	29242	29242	5600	5600	20805	20805	0	4083
SLEf_23	28492	28492	7800	7800	21030	21030	0	4533
SLEf_24	28492	28492	7800	7800	19455	19455	0	4083
SLEf_25	28492	28492	7800	7800	19455	19455	0	4083

progettazione ati:



SLEf_26	28492	28492	7800	7800	20295	20295	0	4323
---------	-------	-------	------	------	-------	-------	---	------

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

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

Comb.	MIN N <sub>Ed_tot</sub> [kN]	MAX N <sub>Ed_tot</sub> [kN]	(1) M <sub>Ed_trasv_tot</sub> [kNm]	(2) M <sub>Ed_trasv_tot</sub> [kNm]	(1) M <sub>long_tot</sub> [kNm]	(2) M <sub>long_tot</sub> [kNm]	H <sub>trasv_tot</sub> [kN]	H <sub>long_tot</sub> [kN]
SLEqp_00	25792	25792	9025	-9025	14385	14385	750	4023
SLEqp_01	29242	29242	5600	5600	20595	20595	0	4023
SLEqp_02	28492	28492	7800	7800	20820	20820	0	4473
SLEqp_03	28492	28492	7800	7800	19245	19245	0	4023
SLEqp_04	25792	25792	9025	-9025	14385	14385	750	4023
SLEqp_05	28492	28492	7800	7800	20295	20295	0	4323
SLEqp_06	29242	29242	5600	5600	20595	20595	0	4023
SLEqp_07	28492	28492	7800	7800	20820	20820	0	4473
SLEqp_08	28492	28492	7800	7800	19245	19245	0	4023
SLEqp_09	28492	28492	7800	7800	19245	19245	0	4023
SLEqp_10	28492	28492	7800	7800	20295	20295	0	4323
SLEqp_16	25792	25792	9025	-9025	14385	14385	750	4023
SLEqp_17	29242	29242	5600	5600	20595	20595	0	4023
SLEqp_18	28492	28492	7800	7800	20820	20820	0	4473
SLEqp_19	28492	28492	7800	7800	19245	19245	0	4023
SLEqp_20	25792	25792	9025	-9025	14385	14385	750	4023
SLEqp_21	28492	28492	7800	7800	20295	20295	0	4323
SLEqp_22	29242	29242	5600	5600	20595	20595	0	4023
SLEqp_23	28492	28492	7800	7800	20820	20820	0	4473
SLEqp_24	28492	28492	7800	7800	19245	19245	0	4023
SLEqp_25	28492	28492	7800	7800	19245	19245	0	4023
SLEqp_26	28492	28492	7800	7800	20295	20295	0	4323

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

progettazione ati:

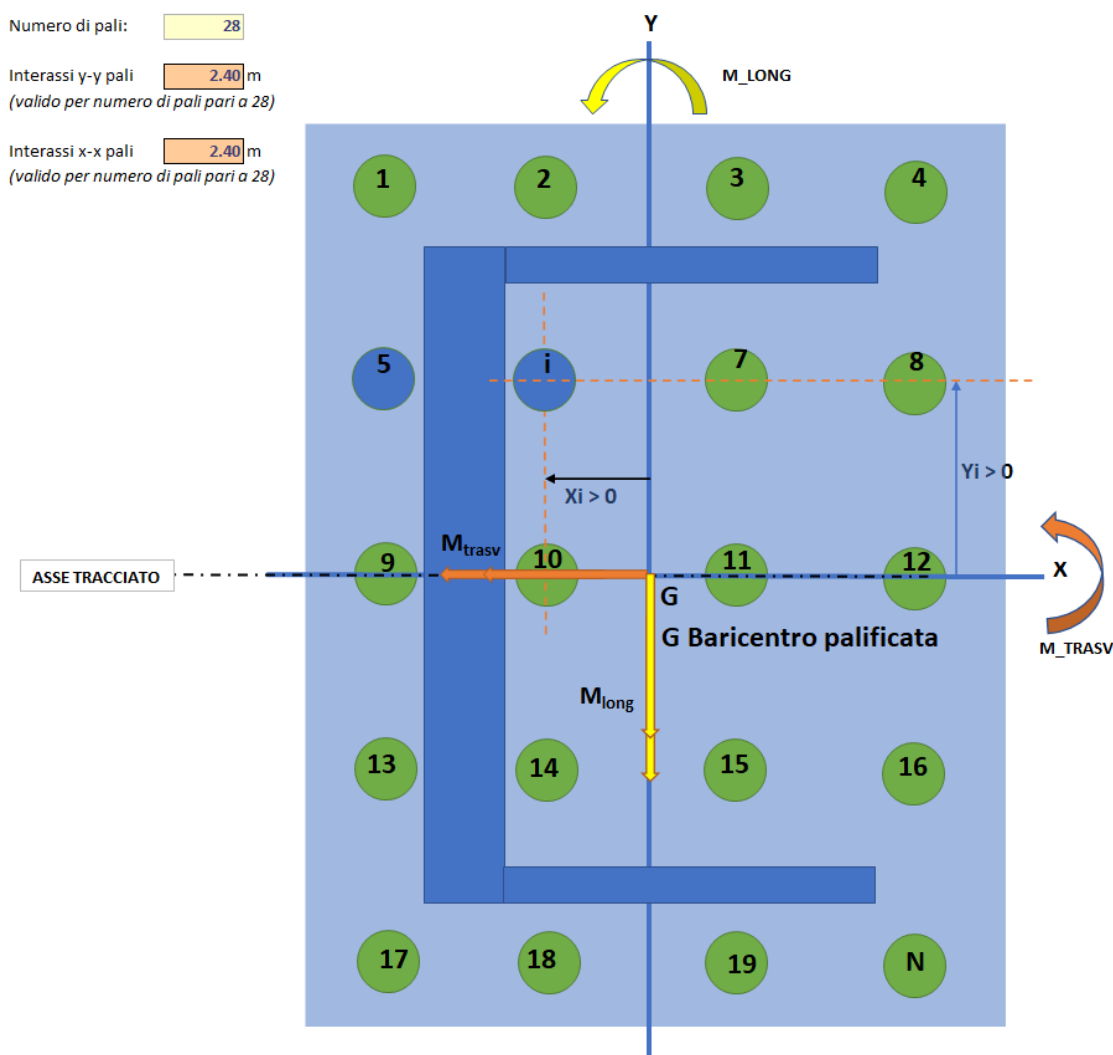


### 8.1.8 Caratteristiche geotecniche: interazioni pali-terreni

Coeff. unitario momento-taglio in testa ai pali:  $r_t = M_{i,max} / V_{i,max} = 3.10 \text{ kNm/kN}^{(*)}$   
 (\*) Fare riferimento a quanto indicato nella relazione geotecnica allegata al progetto.

### 8.1.9 Schema e disposizione dei pali (relativi alla spalla A)

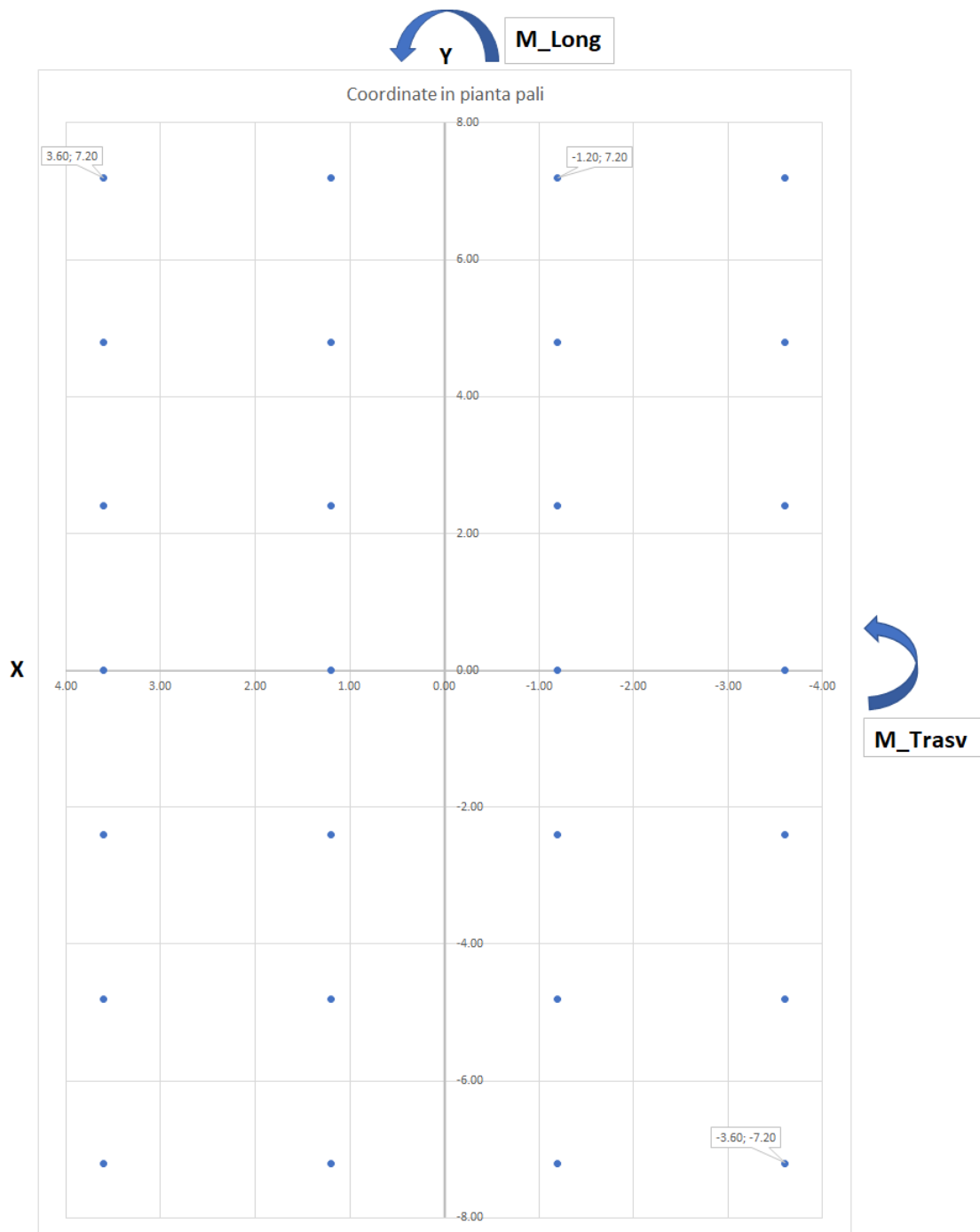
Di seguito uno schema, qualitativo (dimensioni non in scala, numero di pali indicativo, generico) di come è stata predisposta la numerazione dei pali rispetto all'asse tracciato e alla disposizione delle strutture in elevazione della spalla.



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

Di seguito, uno schema grafico della disposizione in pianta dei pali e relativa numerazione. La numerazione inizia (n. 1) dal primo palo con ascissa X (orizzontale) maggiore e ordinata Y (verticale) maggiori e procede da sinistra verso destra lungo la prima riga, la seconda, la terza e via di seguito, fino all'ultimo palo con entrambe le coordinate X, Y negative. Numero complessivo di pali = 28; interasse X-X pali (parallelamente all'asse tracciato) = 2.40 m; interasse Y-Y (perpendicolarmente all'asse tracciato) = 2.40 m.

progettazione ati:



**NOTA: Asse tracciato // asse orizzontale X-X**

progettazione ati:

### 8.1.10 Numerazione dei nodi e caratteristiche inerziali della palificata

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

PALO	$X_i$ [m]	$Y_i$ [m]	$X_i^2$	$Y_i^2$	$X_i/Y_i$	$Y_i/I_x$
1	3.60	7.20	12.96	51.84	0.0179	0.0112
2	1.20	7.20	1.44	51.84	0.0060	0.0112
3	-1.20	7.20	1.44	51.84	-0.0060	0.0112
4	-3.60	7.20	12.96	51.84	-0.0179	0.0112
5	3.60	4.80	12.96	23.04	0.0179	0.0074
6	1.20	4.80	1.44	23.04	0.0060	0.0074
7	-1.20	4.80	1.44	23.04	-0.0060	0.0074
8	-3.60	4.80	12.96	23.04	-0.0179	0.0074
9	3.60	2.40	12.96	5.76	0.0179	0.0037
10	1.20	2.40	1.44	5.76	0.0060	0.0037
11	-1.20	2.40	1.44	5.76	-0.0060	0.0037
12	-3.60	2.40	12.96	5.76	-0.0179	0.0037
13	3.60	0.00	12.96	0.00	0.0179	0.0000
14	1.20	0.00	1.44	0.00	0.0060	0.0000
15	-1.20	0.00	1.44	0.00	-0.0060	0.0000
16	-3.60	0.00	12.96	0.00	-0.0179	0.0000
17	3.60	-2.40	12.96	5.76	0.0179	-0.0037
18	1.20	-2.40	1.44	5.76	0.0060	-0.0037
19	-1.20	-2.40	1.44	5.76	-0.0060	-0.0037
20	-3.60	-2.40	12.96	5.76	-0.0179	-0.0037
21	3.60	-4.80	12.96	23.04	0.0179	-0.0074
22	1.20	-4.80	1.44	23.04	0.0060	-0.0074
23	-1.20	-4.80	1.44	23.04	-0.0060	-0.0074
24	-3.60	-4.80	12.96	23.04	-0.0179	-0.0074
25	3.60	-7.20	12.96	51.84	0.0179	-0.0112
26	1.20	-7.20	1.44	51.84	0.0060	-0.0112
27	-1.20	-7.20	1.44	51.84	-0.0060	-0.0112
28	-3.60	-7.20	12.96	51.84	-0.0179	-0.0112

### 8.1.11 Sollecitazioni sulla palificata e su singolo palo più sfavorito

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

progettazione ati:

**VIADOTTO CERRETO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO**

Valori di progetto delle sollecitazioni sull'intradosso del dado di fondazione							Sollecitazioni su testa palo			
Tipo	Comb.	N	M <sub>long</sub>	M <sub>trassv</sub>	H <sub>trassv</sub>	H <sub>long</sub>	P <sub>L,max</sub>	P <sub>L,min</sub>	M <sub>L,max</sub>	V <sub>L,max</sub>
1) Nmax+Mmax	SLU_00	34819	19755	13538	1125	5500	1747.4	739.7	621.5	200.5
1) Nmax+Mmax	SLU_01	39476	28139	15683	675	5500	2087.4	732.4	613.5	197.9
1) Nmax+Mmax	SLU_02	38464	28443	18653	675	6107	2089.8	657.6	680.3	219.4
1) Nmax+Mmax	SLU_03	38464	26316	18653	675	5500	2051.8	695.6	613.5	197.9
1) Nmax+Mmax	SLU_04	37552	24676	21435	1125	5500	2021.0	661.3	621.5	200.5
1) Nmax+Mmax	SLU_05	38464	26946	18653	675	5680	2063.1	684.3	633.3	204.3
1) Nmax+Mmax	SLU_06	39476	28139	7560	0	5500	1996.7	823.0	608.9	196.4
1) Nmax+Mmax	SLU_07	38464	28443	10530	0	6107	1999.1	748.3	676.2	218.1
1) Nmax+Mmax	SLU_08	38464	26316	10530	0	5500	1961.2	786.2	608.9	196.4
1) Nmax+Mmax	SLU_09	38464	26316	10530	0	5500	1961.2	786.2	608.9	196.4
1) Nmax+Mmax	SLU_10	38464	26946	10530	0	5680	1972.4	775.0	628.8	202.8
1) Nmax+Mmax	SLU_16	31459	10049	13538	1125	4293	1454.1	793.0	491.3	158.5
1) Nmax+Mmax	SLU_17	36116	18433	15683	675	4293	1794.0	785.7	481.1	155.2
1) Nmax+Mmax	SLU_18	35104	18737	18653	675	4900	1796.5	710.9	547.7	176.7
1) Nmax+Mmax	SLU_19	35104	16610	18653	675	4293	1758.5	748.9	481.1	155.2
1) Nmax+Mmax	SLU_20	34192	14970	21435	1125	4293	1727.7	714.6	491.3	158.5
1) Nmax+Mmax	SLU_21	35104	17240	18653	675	4473	1769.7	737.7	500.8	161.6
1) Nmax+Mmax	SLU_22	36116	18433	7560	0	4293	1703.4	876.3	475.3	153.3
1) Nmax+Mmax	SLU_23	35104	18737	10530	0	4900	1705.8	801.6	542.5	175.0
1) Nmax+Mmax	SLU_24	35104	16610	10530	0	4293	1667.8	839.6	475.3	153.3
1) Nmax+Mmax	SLU_25	35104	16610	10530	0	4293	1667.8	839.6	475.3	153.3
1) Nmax+Mmax	SLU_26	35104	17240	10530	0	4473	1679.1	828.3	495.2	159.7
2) Nmax+Mmin	SLU_00	34819	19755	13538	1125	5500	1747.4	739.7	621.5	200.5
2) Nmax+Mmin	SLU_01	39476	28139	563	675	5500	1918.6	901.1	613.5	197.9
2) Nmax+Mmin	SLU_02	38464	28443	2408	675	6107	1908.5	838.9	680.3	219.4
2) Nmax+Mmin	SLU_03	38464	26316	2408	675	5500	1870.5	876.9	613.5	197.9
2) Nmax+Mmin	SLU_04	37552	24676	5640	1125	5500	1844.7	837.6	621.5	200.5
2) Nmax+Mmin	SLU_05	38464	26946	2408	675	5680	1881.8	865.6	633.3	204.3
2) Nmax+Mmin	SLU_06	39476	28139	7560	0	5500	1996.7	823.0	608.9	196.4
2) Nmax+Mmin	SLU_07	38464	28443	10530	0	6107	1999.1	748.3	676.2	218.1
2) Nmax+Mmin	SLU_08	38464	26316	10530	0	5500	1961.2	786.2	608.9	196.4
2) Nmax+Mmin	SLU_09	38464	26316	10530	0	5500	1961.2	786.2	608.9	196.4
2) Nmax+Mmin	SLU_10	38464	26946	10530	0	5680	1972.4	775.0	628.8	202.8
2) Nmax+Mmin	SLU_16	31459	10049	13538	1125	4293	1454.1	793.0	491.3	158.5
2) Nmax+Mmin	SLU_17	36116	18433	563	675	4293	1625.3	954.4	481.1	155.2
2) Nmax+Mmin	SLU_18	35104	18737	2408	675	4900	1615.2	892.2	547.7	176.7
2) Nmax+Mmin	SLU_19	35104	16610	2408	675	4293	1577.2	930.2	481.1	155.2
2) Nmax+Mmin	SLU_20	34192	14970	5640	1125	4293	1551.4	890.9	491.3	158.5
2) Nmax+Mmin	SLU_21	35104	17240	2408	675	4473	1588.4	919.0	500.8	161.6
2) Nmax+Mmin	SLU_22	36116	18433	7560	0	4293	1703.4	876.3	475.3	153.3
2) Nmax+Mmin	SLU_23	35104	18737	10530	0	4900	1705.8	801.6	542.5	175.0
2) Nmax+Mmin	SLU_24	35104	16610	10530	0	4293	1667.8	839.6	475.3	153.3
2) Nmax+Mmin	SLU_25	35104	16610	10530	0	4293	1667.8	839.6	475.3	153.3
2) Nmax+Mmin	SLU_26	35104	17240	10530	0	4473	1679.1	828.3	495.2	159.7
3) Nmin+Mmax	SLU_00	34819	19755	13538	1125	5500	1747.4	739.7	621.5	200.5
3) Nmin+Mmax	SLU_01	39476	28139	15683	675	5500	2087.4	732.4	613.5	197.9
3) Nmin+Mmax	SLU_02	38464	28443	18653	675	6107	2089.8	657.6	680.3	219.4
3) Nmin+Mmax	SLU_03	38464	26316	18653	675	5500	2051.8	695.6	613.5	197.9
3) Nmin+Mmax	SLU_04	37552	24676	21435	1125	5500	2021.0	661.3	621.5	200.5
3) Nmin+Mmax	SLU_05	38464	26946	18653	675	5680	2063.1	684.3	633.3	204.3
3) Nmin+Mmax	SLU_06	39476	28139	7560	0	5500	1996.7	823.0	608.9	196.4
3) Nmin+Mmax	SLU_07	38464	28443	10530	0	6107	1999.1	748.3	676.2	218.1
3) Nmin+Mmax	SLU_08	38464	26316	10530	0	5500	1961.2	786.2	608.9	196.4
3) Nmin+Mmax	SLU_09	38464	26316	10530	0	5500	1961.2	786.2	608.9	196.4
3) Nmin+Mmax	SLU_10	38464	26946	10530	0	5680	1972.4	775.0	628.8	202.8
3) Nmin+Mmax	SLU_16	31459	10049	13538	1125	4293	1454.1	793.0	491.3	158.5
3) Nmin+Mmax	SLU_17	36116	18433	15683	675	4293	1794.0	785.7	481.1	155.2
3) Nmin+Mmax	SLU_18	35104	18737	18653	675	4900	1796.5	710.9	547.7	176.7
3) Nmin+Mmax	SLU_19	35104	16610	18653	675	4293	1758.5	748.9	481.1	155.2
3) Nmin+Mmax	SLU_20	34192	14970	21435	1125	4293	1727.7	714.6	491.3	158.5
3) Nmin+Mmax	SLU_21	35104	17240	18653	675	4473	1769.7	737.7	500.8	161.6
3) Nmin+Mmax	SLU_22	36116	18433	7560	0	4293	1703.4	876.3	475.3	153.3
3) Nmin+Mmax	SLU_23	35104	18737	10530	0	4900	1705.8	801.6	542.5	175.0
3) Nmin+Mmax	SLU_24	35104	16610	10530	0	4293	1667.8	839.6	475.3	153.3
3) Nmin+Mmax	SLU_25	35104	16610	10530	0	4293	1667.8	839.6	475.3	153.3
3) Nmin+Mmax	SLU_26	35104	17240	10530	0	4473	1679.1	828.3	495.2	159.7

progettazione ati:

**VIADOTTO CERRETO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO**

Valori di progetto delle sollecitazioni sull'intradosso del dado di fondazione							Sollecitazioni su testa palo			
Tipo	Comb.	N	M <sub>long</sub>	M <sub>trasv</sub>	H <sub>trasv</sub>	H <sub>long</sub>	P <sub>i,max</sub>	P <sub>i,min</sub>	M <sub>i,max</sub>	V <sub>i,max</sub>
Nmin + Mmax	SLV_01	25242	9728	0	0	3295	1075.2	727.8	364.8	117.7
Nmin + Mmax	SLV_02	19486	8378	3000	0	3295	879.0	512.8	364.8	117.7
Nmin + Mmax	SLV_03	25242	40011	5775	1650	12535	1680.4	122.5	1399.7	451.5
Nmax + Mmax	SLV_01	26342	9728	0	0	3295	1114.5	767.0	364.8	117.7
Nmax + Mmax	SLV_02	19486	8378	3000	0	3295	879.0	512.8	364.8	117.7
Nmax + Mmax	SLV_03	26342	40011	5775	1650	12535	1719.7	161.8	1399.7	451.5

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

Valori di progetto delle sollecitazioni sull'intradosso del dado di fondazione							Sollecitazioni su testa palo			
Tipo	Comb.	N	M <sub>long</sub>	M <sub>trasv</sub>	H <sub>trasv</sub>	H <sub>long</sub>	P <sub>i,max</sub>	P <sub>i,min</sub>	M <sub>i,max</sub>	V <sub>i,max</sub>
Nmin + Mmax	SLEr_00	25792	15015	9025	750	4203	1290.0	552.3	472.7	152.5
Nmin + Mmax	SLEr_01	29242	21225	11015	450	4203	1546.3	542.4	468.0	151.0
Nmin + Mmax	SLEr_02	28492	21450	13215	450	4653	1548.1	487.0	517.5	167.0
Nmin + Mmax	SLEr_03	28492	19875	13215	450	4203	1520.0	515.2	468.0	151.0
Nmin + Mmax	SLEr_04	27817	18660	14875	750	4203	1492.7	494.2	472.7	152.5
Nmin + Mmax	SLEr_05	28492	20295	13215	450	4323	1527.5	507.7	481.2	155.2
Nmin + Mmax	SLEr_06	29242	21225	5600	0	4203	1485.9	602.8	465.3	150.1
Nmin + Mmax	SLEr_07	28492	21450	7800	0	4653	1487.6	547.5	515.1	166.2
Nmin + Mmax	SLEr_08	28492	19875	7800	0	4203	1459.5	575.6	465.3	150.1
Nmin + Mmax	SLEr_09	28492	19875	7800	0	4203	1459.5	575.6	465.3	150.1
Nmin + Mmax	SLEr_10	28492	20295	7800	0	4323	1467.0	568.1	478.6	154.4
Nmin + Mmax	SLEr_16	25792	15015	9025	750	4203	1290.0	552.3	472.7	152.5
Nmin + Mmax	SLEr_17	29242	21225	11015	450	4203	1546.3	542.4	468.0	151.0
Nmin + Mmax	SLEr_18	28492	21450	13215	450	4653	1548.1	487.0	517.5	167.0
Nmin + Mmax	SLEr_19	28492	19875	13215	450	4203	1520.0	515.2	468.0	151.0
Nmin + Mmax	SLEr_20	27817	18660	14875	750	4203	1492.7	494.2	472.7	152.5
Nmin + Mmax	SLEr_21	28492	20295	13215	450	4323	1527.5	507.7	481.2	155.2
Nmin + Mmax	SLEr_22	29242	21225	5600	0	4203	1485.9	602.8	465.3	150.1
Nmin + Mmax	SLEr_23	28492	21450	7800	0	4653	1487.6	547.5	515.1	166.2
Nmin + Mmax	SLEr_24	28492	19875	7800	0	4203	1459.5	575.6	465.3	150.1
Nmin + Mmax	SLEr_25	28492	19875	7800	0	4203	1459.5	575.6	465.3	150.1
Nmin + Mmax	SLEr_26	28492	20295	7800	0	4323	1467.0	568.1	478.6	154.4
Nmax + Mmax	SLEr_00	25792	15015	9025	750	4203	1290.0	552.3	472.7	152.5
Nmax + Mmax	SLEr_01	29242	21225	11015	450	4203	1546.3	542.4	468.0	151.0
Nmax + Mmax	SLEr_02	28492	21450	13215	450	4653	1548.1	487.0	517.5	167.0
Nmax + Mmax	SLEr_03	28492	19875	13215	450	4203	1520.0	515.2	468.0	151.0
Nmax + Mmax	SLEr_04	27817	18660	14875	750	4203	1492.7	494.2	472.7	152.5
Nmax + Mmax	SLEr_05	28492	20295	13215	450	4323	1527.5	507.7	481.2	155.2
Nmax + Mmax	SLEr_06	29242	21225	5600	0	4203	1485.9	602.8	465.3	150.1
Nmax + Mmax	SLEr_07	28492	21450	7800	0	4653	1487.6	547.5	515.1	166.2
Nmax + Mmax	SLEr_08	28492	19875	7800	0	4203	1459.5	575.6	465.3	150.1
Nmax + Mmax	SLEr_09	28492	19875	7800	0	4203	1459.5	575.6	465.3	150.1
Nmax + Mmax	SLEr_10	28492	20295	7800	0	4323	1467.0	568.1	478.6	154.4
Nmax + Mmax	SLEr_16	25792	15015	9025	750	4203	1290.0	552.3	472.7	152.5
Nmax + Mmax	SLEr_17	29242	21225	11015	450	4203	1546.3	542.4	468.0	151.0
Nmax + Mmax	SLEr_18	28492	21450	13215	450	4653	1548.1	487.0	517.5	167.0
Nmax + Mmax	SLEr_19	28492	19875	13215	450	4203	1520.0	515.2	468.0	151.0
Nmax + Mmax	SLEr_20	27817	18660	14875	750	4203	1492.7	494.2	472.7	152.5
Nmax + Mmax	SLEr_21	28492	20295	13215	450	4323	1527.5	507.7	481.2	155.2
Nmax + Mmax	SLEr_22	29242	21225	5600	0	4203	1485.9	602.8	465.3	150.1
Nmax + Mmax	SLEr_23	28492	21450	7800	0	4653	1487.6	547.5	515.1	166.2
Nmax + Mmax	SLEr_24	28492	19875	7800	0	4203	1459.5	575.6	465.3	150.1
Nmax + Mmax	SLEr_25	28492	19875	7800	0	4203	1459.5	575.6	465.3	150.1
Nmax + Mmax	SLEr_26	28492	20295	7800	0	4323	1467.0	568.1	478.6	154.4

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

progettazione ati:

**VIADOTTO CERRETO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO**

Valori di progetto delle sollecitazioni sull'intradosso del dado di fondazione							Sollecitazioni su testa palo			
Tipo	Comb.	N	M <sub>long</sub>	M <sub>trasv</sub>	H <sub>trasv</sub>	H <sub>long</sub>	P <sub>i,max</sub>	P <sub>i,min</sub>	M <sub>i,max</sub>	V <sub>i,max</sub>
Nmin + Mmax	SLEqp_00	25792	14385	9025	750	4023	1278.7	563.5	453.1	146.2
Nmin + Mmax	SLEqp_01	29242	20595	5600	0	4023	1474.6	614.1	445.4	143.7
Nmin + Mmax	SLEqp_02	28492	20820	7800	0	4473	1476.4	558.7	495.2	159.7
Nmin + Mmax	SLEqp_03	28492	19245	7800	0	4023	1448.3	586.8	445.4	143.7
Nmin + Mmax	SLEqp_04	25792	14385	9025	750	4023	1278.7	563.5	453.1	146.2
Nmin + Mmax	SLEqp_05	28492	20295	7800	0	4323	1467.0	568.1	478.6	154.4
Nmin + Mmax	SLEqp_06	29242	20595	5600	0	4023	1474.6	614.1	445.4	143.7
Nmin + Mmax	SLEqp_07	28492	20820	7800	0	4473	1476.4	558.7	495.2	159.7
Nmin + Mmax	SLEqp_08	28492	19245	7800	0	4023	1448.3	586.8	445.4	143.7
Nmin + Mmax	SLEqp_09	28492	19245	7800	0	4023	1448.3	586.8	445.4	143.7
Nmin + Mmax	SLEqp_10	28492	20295	7800	0	4323	1467.0	568.1	478.6	154.4
Nmin + Mmax	SLEqp_16	25792	14385	9025	750	4023	1278.7	563.5	453.1	146.2
Nmin + Mmax	SLEqp_17	29242	20595	5600	0	4023	1474.6	614.1	445.4	143.7
Nmin + Mmax	SLEqp_18	28492	20820	7800	0	4473	1476.4	558.7	495.2	159.7
Nmin + Mmax	SLEqp_19	28492	19245	7800	0	4023	1448.3	586.8	445.4	143.7
Nmin + Mmax	SLEqp_20	25792	14385	9025	750	4023	1278.7	563.5	453.1	146.2
Nmin + Mmax	SLEqp_21	28492	20295	7800	0	4323	1467.0	568.1	478.6	154.4
Nmin + Mmax	SLEqp_22	29242	20595	5600	0	4023	1474.6	614.1	445.4	143.7
Nmin + Mmax	SLEqp_23	28492	20820	7800	0	4473	1476.4	558.7	495.2	159.7
Nmin + Mmax	SLEqp_24	28492	19245	7800	0	4023	1448.3	586.8	445.4	143.7
Nmin + Mmax	SLEqp_25	28492	19245	7800	0	4023	1448.3	586.8	445.4	143.7
Nmin + Mmax	SLEqp_26	28492	20295	7800	0	4323	1467.0	568.1	478.6	154.4
Nmax + Mmax	SLEqp_00	25792	14385	9025	750	4023	1278.7	563.5	453.1	146.2
Nmax + Mmax	SLEqp_01	29242	20595	5600	0	4023	1474.6	614.1	445.4	143.7
Nmax + Mmax	SLEqp_02	28492	20820	7800	0	4473	1476.4	558.7	495.2	159.7
Nmax + Mmax	SLEqp_03	28492	19245	7800	0	4023	1448.3	586.8	445.4	143.7
Nmax + Mmax	SLEqp_04	25792	14385	9025	750	4023	1278.7	563.5	453.1	146.2
Nmax + Mmax	SLEqp_05	28492	20295	7800	0	4323	1467.0	568.1	478.6	154.4
Nmax + Mmax	SLEqp_06	29242	20595	5600	0	4023	1474.6	614.1	445.4	143.7
Nmax + Mmax	SLEqp_07	28492	20820	7800	0	4473	1476.4	558.7	495.2	159.7
Nmax + Mmax	SLEqp_08	28492	19245	7800	0	4023	1448.3	586.8	445.4	143.7
Nmax + Mmax	SLEqp_09	28492	19245	7800	0	4023	1448.3	586.8	445.4	143.7
Nmax + Mmax	SLEqp_10	28492	20295	7800	0	4323	1467.0	568.1	478.6	154.4
Nmax + Mmax	SLEqp_16	25792	14385	9025	750	4023	1278.7	563.5	453.1	146.2
Nmax + Mmax	SLEqp_17	29242	20595	5600	0	4023	1474.6	614.1	445.4	143.7
Nmax + Mmax	SLEqp_18	28492	20820	7800	0	4473	1476.4	558.7	495.2	159.7
Nmax + Mmax	SLEqp_19	28492	19245	7800	0	4023	1448.3	586.8	445.4	143.7
Nmax + Mmax	SLEqp_20	25792	14385	9025	750	4023	1278.7	563.5	453.1	146.2
Nmax + Mmax	SLEqp_21	28492	20295	7800	0	4323	1467.0	568.1	478.6	154.4
Nmax + Mmax	SLEqp_22	29242	20595	5600	0	4023	1474.6	614.1	445.4	143.7
Nmax + Mmax	SLEqp_23	28492	20820	7800	0	4473	1476.4	558.7	495.2	159.7
Nmax + Mmax	SLEqp_24	28492	19245	7800	0	4023	1448.3	586.8	445.4	143.7
Nmax + Mmax	SLEqp_25	28492	19245	7800	0	4023	1448.3	586.8	445.4	143.7
Nmax + Mmax	SLEqp_26	28492	20295	7800	0	4323	1467.0	568.1	478.6	154.4

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

progettazione ati:



**VIADOTTO CERRETO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO**

Valori di progetto delle sollecitazioni sull'intradosso del dado di fondazione							Sollecitazioni su testa palo			
Tipo	Comb.	N	M <sub>long</sub>	M <sub>trasv</sub>	H <sub>trasv</sub>	H <sub>long</sub>	P <sub>i,max</sub>	P <sub>i,min</sub>	M <sub>i,max</sub>	V <sub>i,max</sub>
Nmin + Mmax	SLEf_00	25792	15015	9025	750	4203	1290.0	552.3	472.7	152.5
Nmin + Mmax	SLEf_01	29242	21225	7405	150	4203	1506.0	582.7	465.6	150.2
Nmin + Mmax	SLEf_02	28492	21450	9605	150	4653	1507.8	527.3	515.4	166.3
Nmin + Mmax	SLEf_03	28492	19875	9605	150	4203	1479.7	555.4	465.6	150.2
Nmin + Mmax	SLEf_04	27817	18660	14875	750	4203	1492.7	494.2	472.7	152.5
Nmin + Mmax	SLEf_05	28492	20295	9605	150	4323	1487.2	547.9	478.9	154.5
Nmin + Mmax	SLEf_06	29242	21225	5600	0	4203	1485.9	602.8	465.3	150.1
Nmin + Mmax	SLEf_07	28492	21450	7800	0	4653	1487.6	547.5	515.1	166.2
Nmin + Mmax	SLEf_08	28492	19875	7800	0	4203	1459.5	575.6	465.3	150.1
Nmin + Mmax	SLEf_09	28492	19875	7800	0	4203	1459.5	575.6	465.3	150.1
Nmin + Mmax	SLEf_10	28492	20295	7800	0	4323	1467.0	568.1	478.6	154.4
Nmin + Mmax	SLEf_16	25792	14595	9025	750	4083	1282.5	559.8	459.6	148.3
Nmin + Mmax	SLEf_17	29242	20805	7405	150	4083	1498.5	590.2	452.3	145.9
Nmin + Mmax	SLEf_18	28492	21030	9605	150	4533	1500.3	534.8	502.1	162.0
Nmin + Mmax	SLEf_19	28492	19455	9605	150	4083	1472.2	562.9	452.3	145.9
Nmin + Mmax	SLEf_20	27817	18240	14875	750	4083	1485.2	501.7	459.6	148.3
Nmin + Mmax	SLEf_21	28492	20295	9605	150	4323	1487.2	547.9	478.9	154.5
Nmin + Mmax	SLEf_22	29242	20805	5600	0	4083	1478.4	610.3	452.0	145.8
Nmin + Mmax	SLEf_23	28492	21030	7800	0	4533	1480.1	555.0	501.9	161.9
Nmin + Mmax	SLEf_24	28492	19455	7800	0	4083	1452.0	583.1	452.0	145.8
Nmin + Mmax	SLEf_25	28492	19455	7800	0	4083	1452.0	583.1	452.0	145.8
Nmin + Mmax	SLEf_26	28492	20295	7800	0	4323	1467.0	568.1	478.6	154.4
Nmax + Mmax	SLEf_00	25792	15015	9025	750	4203	1290.0	552.3	472.7	152.5
Nmax + Mmax	SLEf_01	29242	21225	7405	150	4203	1506.0	582.7	465.6	150.2
Nmax + Mmax	SLEf_02	28492	21450	9605	150	4653	1507.8	527.3	515.4	166.3
Nmax + Mmax	SLEf_03	28492	19875	9605	150	4203	1479.7	555.4	465.6	150.2
Nmax + Mmax	SLEf_04	27817	18660	14875	750	4203	1492.7	494.2	472.7	152.5
Nmax + Mmax	SLEf_05	28492	20295	9605	150	4323	1487.2	547.9	478.9	154.5
Nmax + Mmax	SLEf_06	29242	21225	5600	0	4203	1485.9	602.8	465.3	150.1
Nmax + Mmax	SLEf_07	28492	21450	7800	0	4653	1487.6	547.5	515.1	166.2
Nmax + Mmax	SLEf_08	28492	19875	7800	0	4203	1459.5	575.6	465.3	150.1
Nmax + Mmax	SLEf_09	28492	19875	7800	0	4203	1459.5	575.6	465.3	150.1
Nmax + Mmax	SLEf_10	28492	20295	7800	0	4323	1467.0	568.1	478.6	154.4
Nmax + Mmax	SLEf_16	25792	14595	9025	750	4083	1282.5	559.8	459.6	148.3
Nmax + Mmax	SLEf_17	29242	20805	7405	150	4083	1498.5	590.2	452.3	145.9
Nmax + Mmax	SLEf_18	28492	21030	9605	150	4533	1500.3	534.8	502.1	162.0
Nmax + Mmax	SLEf_19	28492	19455	9605	150	4083	1472.2	562.9	452.3	145.9
Nmax + Mmax	SLEf_20	27817	18240	14875	750	4083	1485.2	501.7	459.6	148.3
Nmax + Mmax	SLEf_21	28492	20295	9605	150	4323	1487.2	547.9	478.9	154.5
Nmax + Mmax	SLEf_22	29242	20805	5600	0	4083	1478.4	610.3	452.0	145.8
Nmax + Mmax	SLEf_23	28492	21030	7800	0	4533	1480.1	555.0	501.9	161.9
Nmax + Mmax	SLEf_24	28492	19455	7800	0	4083	1452.0	583.1	452.0	145.8
Nmax + Mmax	SLEf_25	28492	19455	7800	0	4083	1452.0	583.1	452.0	145.8
Nmax + Mmax	SLEf_26	28492	20295	7800	0	4323	1467.0	568.1	478.6	154.4

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

progettazione ati:

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

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

Tipo di combinazione	MAX N <sub>Ed_tot</sub> [kN]	M <sub>Ed_long_tot</sub> [kNm]	M <sub>Ed_trasv_tot</sub> [kNm]	H <sub>trav_tot</sub> [kN]	H <sub>long_tot</sub> [kN]
1) Nmax+Mmax-SLU_16	31459	10049	13538	1125	4293
1) Nmax+Mmax-SLU_01	39476	28139	15683	675	5500
1) Nmax+Mmax-SLU_02	38464	28443	18653	675	6107
1) Nmax+Mmax-SLU_04	37552	24676	21435	1125	5500
1) Nmax+Mmax-SLU_02	38464	28443	18653	675	6107
Nmin + Mmax-SLV_02	19486	8378	3000	0	3295
Nmax + Mmax-SLV_01	26342	9728	0	0	3295
Nmin + Mmax-SLV_03	25242	40011	5775	1650	12535
Nmin + Mmax-SLV_03	25242	40011	5775	1650	12535
Nmin + Mmax-SLV_03	25242	40011	5775	1650	12535
Nmin + Mmax-SLEr_00	25792	15015	9025	-	-
Nmin + Mmax-SLEr_01	29242	21225	11015	-	-
Nmin + Mmax-SLEr_02	28492	21450	13215	-	-
Nmin + Mmax-SLEr_04	27817	18660	14875	-	-
Nmin + Mmax-SLEqp_00	25792	14385	9025	-	-
Nmin + Mmax-SLEqp_01	29242	20595	5600	-	-
Nmin + Mmax-SLEqp_02	28492	20820	7800	-	-
Nmin + Mmax-SLEqp_00	25792	14385	9025	-	-
Nmin + Mmax-SLEf_00	25792	15015	9025	-	-
Nmin + Mmax-SLEf_01	29242	21225	7405	-	-
Nmin + Mmax-SLEf_02	28492	21450	9605	-	-
Nmin + Mmax-SLEf_04	27817	18660	14875	-	-

### 8.1.13 Involuppi delle massime sollecitazioni su palo maggiormente cementato

Palificata con numero di pali pari a:

$$N_{\text{pali}} = 28$$

Interasse palificata (dir. y-y):

$$i_y = 2.40 \text{ m (trasversalmente ad asse tracciato)}$$

Interasse palificata (dir. x-x):

$$i_x = 2.40 \text{ m (parallelamente ad asse tracciato)}$$

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

#### **Nmax + Mmax-SLV\_03**

Carico assiale su palo (SLV)

$$P_{i,SLV} = 1719.7 \text{ kN}$$

Taglio massimo su palo (SLV):

$$V_{i,SLV} = 451.5 \text{ kN}$$

Sollecitazione flettente in testa al palo (SLV):

$$M_{i,SLV} = r_t \times V_{i,SLV} = 1399.7 \text{ kNm}$$

#### **Nmin + Mmax-SLV\_03**

Carico assiale su palo (SLV)

$$P_{i,SLV} = 122.5 \text{ kN}$$

Taglio massimo su palo (SLV):

$$V_{i,SLV} = 451.5 \text{ kN}$$

Sollecitazione flettente in testa al palo (SLV):

$$M_{i,SLV} = r_t \times V_i = 1399.7 \text{ kNm}$$

#### **Nmin + Mmax-SLV\_03**

Carico assiale su palo (SLV)

$$P_{i,SLV} = 122.5 \text{ kN}$$

Taglio massimo su palo (SLV):

$$V_{i,SLV} = 451.5 \text{ kN}$$

Sollecitazione flettente in testa al palo (SLV):

$$M_{i,SLV} = r_t \times V_i = 1399.7 \text{ kNm}$$

#### **Nmin + Mmax-SLV\_03**

Carico assiale su palo (SLV)

$$P_{i,SLV} = 122.5 \text{ kN}$$

Taglio massimo su palo (SLV):

$$V_{i,SLV} = 451.5 \text{ kN}$$

Sollecitazione flettente in testa al palo (SLV):

$$M_{i,SLV} = r_t \times V_i = 1399.7 \text{ kNm}$$

#### **1) Nmax+Mmax-SLU\_02**

Carico assiale su palo (SLU)

$$P_{i,SLU} = 2089.8 \text{ kN}$$

progettazione ati:

Taglio massimo su palo (SLU):	$V_{i,SLU} = 219.4 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLU):	$M_{i,SLU} = r_t \times V_{i,SLU} = 680.3 \text{ kNm}$
<b>1) Nmax+Mmax-SLU_02</b>	
Carico assiale su palo (SLU)	$P_{i,SLU} = 657.6 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLU):	$V_{i,SLU} = 219.4 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLU):	$M_{i,SLU} = r_t \times V_{i,SLU} = 680.3 \text{ kNm}$
<b>1) Nmax+Mmax-SLU_02</b>	
Carico assiale su palo (SLU)	$P_{i,SLU} = 657.6 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLU):	$V_{i,SLU} = 219.4 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLU):	$M_{i,SLU} = r_t \times V_{i,SLU} = 680.3 \text{ kNm}$
<b>1) Nmax+Mmax-SLU_02</b>	
Carico assiale su palo (SLU)	$P_{i,SLU} = 657.6 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLU):	$V_{i,SLU} = 219.4 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLU):	$M_{i,SLU} = r_t \times V_{i,SLU} = 680.3 \text{ kNm}$
<b>Nmin + Mmax-SLEr_02</b>	
Carico assiale su palo (SLE-rara)	$P_{i,SLE-rara} = 1548.1 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-rara):	$V_{i,SLE-rara} = 167.0 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLE-rara):	$M_{i,SLE-rara} = r_t \times V_{i,SLE-rara} = 517.5 \text{ kNm}$
<b>Nmin + Mmax-SLEr_02</b>	
Carico assiale su palo (SLE-rara)	$P_{i,SLE-rara} = 487.0 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-rara):	$V_{i,SLE-rara} = 167.0 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLE-rara):	$M_{i,SLE-rara} = r_t \times V_{i,SLE-rara} = 517.5 \text{ kNm}$
<b>Nmin + Mmax-SLEr_02</b>	
Carico assiale su palo (SLE-rara)	$P_{i,SLE-rara} = 487.0 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-rara):	$V_{i,SLE-rara} = 167.0 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLE-rara):	$M_{i,SLE-rara} = r_t \times V_{i,SLE-rara} = 517.5 \text{ kNm}$
<b>Nmin + Mmax-SLEq_02</b>	
Carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,SLE-qperm} = 487.0 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-qperm):	$V_{i,SLE-qperm} = 167.0 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLE-qperm):	$M_{i,SLE-qperm} = r_t \times V_{i,SLE-qperm} = 517.5 \text{ kNm}$
<b>Nmin + Mmax-SLEq_02</b>	
Carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,SLE-qperm} = 1476.4 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-qperm):	$V_{i,SLE-qperm} = 159.7 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLE-qperm):	$M_{i,SLE-qperm} = r_t \times V_{i,SLE-qperm} = 495.2 \text{ kNm}$
<b>Nmin + Mmax-SLEq_02</b>	
Carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,SLE-qperm} = 558.7 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-qperm):	$V_{i,SLE-qperm} = 159.7 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLE-qperm):	$M_{i,SLE-qperm} = r_t \times V_{i,SLE-qperm} = 495.2 \text{ kNm}$
<b>Nmin + Mmax-SLEq_02</b>	
Carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,SLE-qperm} = 558.7 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-qperm):	$V_{i,SLE-qperm} = 159.7 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLE-qperm):	$M_{i,SLE-qperm} = r_t \times V_{i,SLE-qperm} = 495.2 \text{ kNm}$
<b>Nmin + Mmax-SLEf_02</b>	
Carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,SLE-freq} = 1507.8 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-freq):	$V_{i,SLE-freq} = 166.3 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa al palo (SLE-freq):	$M_{i,SLE-freq} = r_t \times V_{i,SLE-freq} = 515.4 \text{ kNm}$

progettazione ati:

***Nmin + Mmax-SLEf\_04***

Carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,SLE-freq} = 494.2 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-freq):	$V_{i,SLE-freq} = 152.5 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-freq):	$M_{i,SLE-freq} = r_t \times V_{i,SLE-freq} = 472.7 \text{ kNm}$

***Nmin + Mmax-SLEf\_02***

Carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,SLE-freq} = 527.3 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-freq):	$V_{i,SLE-freq} = 166.3 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-freq):	$M_{i,SLE-freq} = r_t \times V_{i,SLE-freq} = 515.4 \text{ kNm}$

***Nmin + Mmax-SLEf\_02***

Carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,SLE-freq} = 527.3 \text{ kN}$
Taglio massimo su palo (SLE-freq):	$V_{i,SLE-freq} = 166.3 \text{ kN}$
Sollecitazione flettente in testa palo (SLE-freq):	$M_{i,SLE-freq} = r_t \times V_{i,SLE-freq} = 515.4 \text{ kNm}$

progettazione ati:

## 9 VERIFICHE STRUTTURALI

### 9.1 Verifica pali di fondazione

#### 9.1.1 Interazione geotecnica palo-terreno (taglio-momento)

Parametro taglio-momento per palo-terreno<sup>(\*)</sup>:  $r_{top} = 3.10$   
 (\*) fare riferimento alla relazione geotecnica allegata al progetto.  
 Diametro palo:  $\phi_{palo} = 800 \text{ mm}$   
 Lunghezza effettiva palo spalla A:  $L_{palo} = 15000 \text{ mm}$

#### 9.1.2 Sollecitazioni di progetto su pali: verifica resistenza

Per semplicità e sicurezza, per la singola verifica allo stato limite ultimo di resistenza della sezione del palo, si considerano assieme le peggiori sollecitazioni fra le due combinazioni SLU e SLV. In particolare, per la verifica, si considera la minima azione assiale agente sul palo, associata alla massima azione tagliante (SLV).

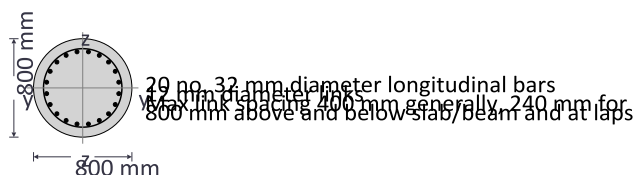
Tipo di combinazione: **Nmin + Mmax-SLV\_03**  
 Minima azione assiale di compressione  $N_{Ed,min} = 122.5 \text{ kN}$  (per verifica a pressoflessione)  
 Minima azione assiale con taglio (sul palo)  $N_{Ed,0} = 122.5 \text{ kN}$  (per verifica a taglio in assenza di staffatura)  
 Massimo valore del taglio su palo  $V_{Ed} = 451.5 \text{ kN}$   
 Momento flettente in testa al palo  $M_{Ed,top} = r_{top} \times V_{Ed} = 1399.7 \text{ kNm}$  (in assenza di effetti del II ordine)

Verifica in accordo con la EN1992-1-1:2004 ed errata corrige di gennaio 2008 e NAD italiano con NTC2018

Tedds calculation version 1.4.03

#### Esito verifiche

Descrizione	Unità	Capacità	Domanda	Utilizzo	Risultato
Verifica a taglio				2.06	Necessaria armatura a taglio
Verifica a resistenza flessionale	kNm	1454	1403	0.96	OK
Verifica pressoflessione/instabilità	kNm	1452	1403	0.97	OK



#### Valori di input

##### Geometria del palo

Diametro  $h = 800 \text{ mm}$

Tipo di palo **con gabbia metallica (in cls)**

progettazione ati:

**Tipo di calcestruzzo**

Classe di resistenza	C28/35
Fattore parziale di sicurezza (2.4.2.4(1))	$\gamma_C = 1.50$
Coefficiente $\alpha_{cc}$ (3.1.6(1))	$\alpha_{cc} = 0.85$
Massima dimensione aggregati	$d_g = 25$ mm

**Dettagli armature portanti**

Copriferro nominale staffe esterne	$C_{nom} = 75$ mm
Diametro barre longitudinali portanti	$\phi = 32$ mm
Diametro staffe	$\phi_v = 16$ mm
Numero totale di barre longitudinali portanti	$N = 20$

Area delle barre longitudinali	$A_s = N \times \pi \times \phi^2 / 4 = 16085$ mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica acciai	$f_{yk} = 450$ N/mm <sup>2</sup>
Partial safety factor for reinf (2.4.2.4(1))	$\gamma_S = 1.15$
Modulo di elasticità acciai (3.2.7(4))	$E_s = 200$ kN/mm <sup>2</sup>

**Azioni di progetto**

	<b>SLV_03 (N<sub>min</sub> e M<sub>max</sub>)</b>
Carico assiale minimo (compressione)	$N_{Ed} = 122.5$ kN
Momento massimo in testa	$M_{topy} = 1399.7$ kNm (dato dal taglio per il coefficiente geotecnico)
Momento in punta al palo	$M_{btmy} = 0.0$ kNm

**Lunghezza effettiva del palo**

Lunghezza	$l_{0y} = 15000$ mm
-----------	---------------------

**Grandezze di Progetto calcolate**

**Proprietà del calcestruzzo**

Area del conglomerato	$A_c = \pi \times h^2 / 4 = 502655$ mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 25$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a compressione (3.1.6(1))	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C = 14.2$ N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza (Tabella 3.1)	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa = <b>33.0</b> N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità secante (Tabella 3.1)	$E_{cm} = 22000$ MPa $\times (f_{cm} / 10$ MPa) <sup>0.3</sup> = <b>31.5</b> kN/mm <sup>2</sup>

**Fattori dello “stress-block”**

Fattore di profondità (3.1.7(3))	$\lambda_{sb} = 0.8$
Fattore di tensione (3.1.7(3))	$\eta = 0.9$

**Deformazioni unitaria limiti**

Deformazione unitaria a compressione (Tab. 3.1)	$\epsilon_{cu3} = 0.00350$
Deformazione unitaria comp. pura (Tab. 3.1)	$\epsilon_{c3} = 0.00175$

**Tensione di progetto acciai**

Tensione di progetto (3.2.7(2))	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 391.3$ N/mm <sup>2</sup>
---------------------------------	--

**Resistenza della sezione del palo armato (momenti inerzia attorno asse y-y uguale a quello attorno asse z-z)**

Area per barra di armatura longitudinale	$A_{bar} = \pi \times \phi^2 / 4 = 804$ mm <sup>2</sup>
Distanza radiale armature equivalenti	$r_l = h / 2 - C_{nom} - \phi_v - \phi / 2 = 293.0$ mm
Angolo sotteso tra barre adiacenti	$\alpha = (360 \text{ deg}) / N = 18.0$ deg
Layer 1	$d_{y1} = h / 2 + r_l \times \cos(\alpha / 2) = 689.4$ mm
Momento d'inerzia rinforzo attorno asse y	$I_{y1} = 2 \times A_{bar} \times (d_{y1} - h / 2)^2 = 13471$ cm <sup>4</sup>

progettazione ati:



Layer 2	$d_{y2} = h / 2 + r_1 \times \cos[(2 - 1) \times \alpha + \alpha / 2] = \mathbf{661.1 \text{ mm}}$
Momento d'inerzia rinforzo attorno asse y	$I_{y2} = 2 \times A_{\text{bar}} \times (d_{y2} - h / 2)^2 = \mathbf{10963 \text{ cm}^4}$
Layer 3	$d_{y3} = h / 2 + r_1 \times \cos[(3 - 1) \times \alpha + \alpha / 2] = \mathbf{607.2 \text{ mm}}$
Momento d'inerzia rinforzo attorno asse y	$I_{y3} = 2 \times A_{\text{bar}} \times (d_{y3} - h / 2)^2 = \mathbf{6904 \text{ cm}^4}$
Layer 4	$d_{y4} = h / 2 + r_1 \times \cos[(4 - 1) \times \alpha + \alpha / 2] = \mathbf{533.0 \text{ mm}}$
Momento d'inerzia rinforzo attorno asse y	$I_{y4} = 2 \times A_{\text{bar}} \times (d_{y4} - h / 2)^2 = \mathbf{2846 \text{ cm}^4}$
Layer 5	$d_{y5} = h / 2 + r_1 \times \cos[(5 - 1) \times \alpha + \alpha / 2] = \mathbf{445.8 \text{ mm}}$
Momento d'inerzia rinforzo attorno asse y	$I_{y5} = 2 \times A_{\text{bar}} \times (d_{y5} - h / 2)^2 = \mathbf{338 \text{ cm}^4}$
Layer 6	$d_{y6} = h / 2 + r_1 \times \cos[(6 - 1) \times \alpha + \alpha / 2] = \mathbf{354.2 \text{ mm}}$
Momento d'inerzia rinforzo attorno asse y	$I_{y6} = 2 \times A_{\text{bar}} \times (d_{y6} - h / 2)^2 = \mathbf{338 \text{ cm}^4}$
Layer 7	$d_{y7} = h / 2 + r_1 \times \cos[(7 - 1) \times \alpha + \alpha / 2] = \mathbf{267.0 \text{ mm}}$
Momento d'inerzia rinforzo attorno asse y	$I_{y7} = 2 \times A_{\text{bar}} \times (d_{y7} - h / 2)^2 = \mathbf{2846 \text{ cm}^4}$
Layer 8	$d_{y8} = h / 2 + r_1 \times \cos[(8 - 1) \times \alpha + \alpha / 2] = \mathbf{192.8 \text{ mm}}$
Momento d'inerzia rinforzo attorno asse y	$I_{y8} = 2 \times A_{\text{bar}} \times (d_{y8} - h / 2)^2 = \mathbf{6904 \text{ cm}^4}$
Layer 9	$d_{y9} = h / 2 + r_1 \times \cos[(9 - 1) \times \alpha + \alpha / 2] = \mathbf{138.9 \text{ mm}}$
Momento d'inerzia rinforzo attorno asse y	$I_{y9} = 2 \times A_{\text{bar}} \times (d_{y9} - h / 2)^2 = \mathbf{10963 \text{ cm}^4}$
Layer 10	$d_{y10} = h / 2 + r_1 \times \cos[(10 - 1) \times \alpha + \alpha / 2] = \mathbf{110.6 \text{ mm}}$
Momento d'inerzia rinforzo attorno asse y	$I_{y10} = 2 \times A_{\text{bar}} \times (d_{y10} - h / 2)^2 = \mathbf{13471 \text{ cm}^4}$
Momento d'inerzia totale rinforzo attorno asse y	$I_{sy} = \mathbf{69044 \text{ cm}^4}$
Raggio giratore d'inerzia attorno asse y	$i_{sy} = \sqrt{I_{sy} / A_s} = \mathbf{207 \text{ mm}}$
Altezza utile per inflessione attorno y (5.8.8.3(2))	$d_y = h / 2 + i_{sy} = \mathbf{607 \text{ mm}}$

#### **Snellezza del palo**

Raggio d'inerzia	$i_y = h / 4 = \mathbf{20.0 \text{ cm}}$
Snellezza palo (5.8.3.2(1))	$\lambda_y = l_{0y} / i_y = \mathbf{50.0}$

#### **Momenti di progetto che caratterizzato il palo**

##### **Momenti con incremento per imperfezioni (cl. 5.2 & 6.1(4))**

Eccentricità per imperfezioni	$e_{iy} = l_{0y} / 400 = \mathbf{25.0 \text{ mm}}$
Momento minimo	$M_{01y} = \min(\text{abs}(M_{\text{topy}}), \text{abs}(M_{\text{btmy}})) + e_{iy} \times N_{Ed} = \mathbf{3.1 \text{ kNm}}$
Momento massimo	$M_{02y} = \max(\text{abs}(M_{\text{topy}}), \text{abs}(M_{\text{btmy}})) + e_{iy} \times N_{Ed} = \mathbf{1402.8 \text{ kNm}}$

##### **Limiti di snellezza (cl. 5.8.3.1)**

Fattore A	$A = \mathbf{0.7}$
Rapporto meccanico di armatura	$\omega = A_s \times f_{yd} / (A_c \times f_{cd}) = \mathbf{0.884}$
Fattore B	$B = \sqrt{1 + 2 \times \omega} = \mathbf{1.664}$
Rapporto momenti	$r_{my} = M_{01y} / M_{02y} = \mathbf{0.002}$
Fattore C	$C_y = 1.7 - r_{my} = \mathbf{1.698}$
Forza assiale adimensionale	$n = N_{Ed} / (A_c \times f_{cd}) = \mathbf{0.017}$
Snellezza limite	$\lambda_{limy} = 20 \times A \times B \times C_y / \sqrt{n} = \mathbf{301.5}$

$\lambda_y < \lambda_{limy}$  – *Gli effetti del II ordine possono essere ignorati*

##### **Momenti di progetto (cl. 6.1(4))**

Momento flettente agente	$M_{E_dy} = \max(M_{02y}, N_{Ed} \times \max(h/30, 20 \text{ mm})) = \mathbf{1402.8 \text{ kNm}}$
--------------------------	---

##### **Momento risultante agente in testa al palo**

Momento di progetto	$M_{Ed} = \sqrt{M_{E_dy}^2 + M_{E_dz}^2} = \mathbf{1402.8 \text{ kNm}}$
---------------------	---

#### **Momento resistente per inflessione attorno asse y sotto carico assiale di compressione (102.4 kN)**

progettazione ati:

**Momento resistente del conglomerato**

Per iterazione:-

Posizione dell'asse neutro	$y = 296.3 \text{ mm}$
Profondità dello "stress-block"	$d_{sby} = \min(\lambda_{sb} \times y, h) = 237.0 \text{ mm}$
Area del conglomerato in compressione	$A_{sby} = 124632 \text{ mm}^2$
Forza di compressione nel cls (3.1.7(3))	$F_{yc} = \eta \times f_{cd} \times A_{sby} = 1589.1 \text{ kN}$
Baricentro della zona cls compressa	$y_{sby} = 260.7 \text{ mm}$
Momento resistente solo cls compresso	$M_{Rdy_c} = F_{yc} \times y_{sby} = 414.3 \text{ kNm}$

**Momento resistente delle armature longitudinali**

Deformazione unitaria nel layer 1	$\epsilon_{y1} = \epsilon_{cu3} \times (1 - d_{y1} / y) = -0.00464$
Tensione nel layer 1	$\sigma_{y1} = \max(-1 \times f_{yd}, E_s \times \epsilon_{y1}) = -391.3 \text{ N/mm}^2$
Risultante di forze nel layer 1	$F_{y1} = 2 \times A_{bar} \times \sigma_{y1} = -629.4 \text{ kN}$
Momento resistente nel layer 1	$M_{Rdy1} = F_{y1} \times (h / 2 - d_{y1}) = 182.1 \text{ kNm}$
Deformazione unitaria nel layer 2	$\epsilon_{y2} = \epsilon_{cu3} \times (1 - d_{y2} / y) = -0.00431$
Tensione nel layer 2	$\sigma_{y2} = \max(-1 \times f_{yd}, E_s \times \epsilon_{y2}) = -391.3 \text{ N/mm}^2$
Risultante di forze nel layer 2	$F_{y2} = 2 \times A_{bar} \times \sigma_{y2} = -629.4 \text{ kN}$
Momento resistente nel layer 2	$M_{Rdy2} = F_{y2} \times (h / 2 - d_{y2}) = 164.3 \text{ kNm}$
Deformazione unitaria nel layer 3	$\epsilon_{y3} = \epsilon_{cu3} \times (1 - d_{y3} / y) = -0.00367$
Tensione nel layer 3	$\sigma_{y3} = \max(-1 \times f_{yd}, E_s \times \epsilon_{y3}) = -391.3 \text{ N/mm}^2$
Risultante di forze nel layer 3	$F_{y3} = 2 \times A_{bar} \times \sigma_{y3} = -629.4 \text{ kN}$
Momento resistente nel layer 3	$M_{Rdy3} = F_{y3} \times (h / 2 - d_{y3}) = 130.4 \text{ kNm}$
Deformazione unitaria nel layer 4	$\epsilon_{y4} = \epsilon_{cu3} \times (1 - d_{y4} / y) = -0.00280$
Tensione nel layer 4	$\sigma_{y4} = \max(-1 \times f_{yd}, E_s \times \epsilon_{y4}) = -391.3 \text{ N/mm}^2$
Risultante di forze nel layer 4	$F_{y4} = 2 \times A_{bar} \times \sigma_{y4} = -629.4 \text{ kN}$
Momento resistente nel layer 4	$M_{Rdy4} = F_{y4} \times (h / 2 - d_{y4}) = 83.7 \text{ kNm}$
Deformazione unitaria nel layer 5	$\epsilon_{y5} = \epsilon_{cu3} \times (1 - d_{y5} / y) = -0.00175$
Tensione nel layer 5	$\sigma_{y5} = \max(-1 \times f_{yd}, E_s \times \epsilon_{y5}) = -353.5 \text{ N/mm}^2$
Risultante di forze nel layer 5	$F_{y5} = 2 \times A_{bar} \times \sigma_{y5} = -568.5 \text{ kN}$
Momento resistente nel layer 5	$M_{Rdy5} = F_{y5} \times (h / 2 - d_{y5}) = 26.1 \text{ kNm}$
Deformazione unitaria nel layer 6	$\epsilon_{y6} = \epsilon_{cu3} \times (1 - d_{y6} / y) = -0.00068$
Tensione nel layer 6	$\sigma_{y6} = \max(-1 \times f_{yd}, E_s \times \epsilon_{y6}) = -136.8 \text{ N/mm}^2$
Risultante di forze nel layer 6	$F_{y6} = 2 \times A_{bar} \times \sigma_{y6} = -220.1 \text{ kN}$
Moment of resistance of layer 6	$M_{Rdy6} = F_{y6} \times (h / 2 - d_{y6}) = -10.1 \text{ kNm}$
Deformazione unitaria nel layer 7	$\epsilon_{y7} = \epsilon_{cu3} \times (1 - d_{y7} / y) = 0.00035$
Tensione nel layer 7	$\sigma_{y7} = \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_{y7}) = 69.2 \text{ N/mm}^2$
Risultante di forze nel layer 7	$F_{y7} = 2 \times A_{bar} \times \sigma_{y7} = 111.2 \text{ kN}$
Moment of resistance of layer 7	$M_{Rdy7} = F_{y7} \times (h / 2 - d_{y7}) = 14.8 \text{ kNm}$
Deformazione unitaria nel layer 8	$\epsilon_{y8} = \epsilon_{cu3} \times (1 - d_{y8} / y) = 0.00122$
Tensione nel layer 8	$\sigma_{y8} = \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_{y8}) - \eta \times f_{cd} = 231.6 \text{ N/mm}^2$
Risultante di forze nel layer 8	$F_{y8} = 2 \times A_{bar} \times \sigma_{y8} = 372.6 \text{ kN}$
Moment of resistance of layer 8	$M_{Rdy8} = F_{y8} \times (h / 2 - d_{y8}) = 77.2 \text{ kNm}$
Deformazione unitaria nel layer 9	$\epsilon_{y9} = \epsilon_{cu3} \times (1 - d_{y9} / y) = 0.00186$
Tensione nel layer 9	$\sigma_{y9} = \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_{y9}) - \eta \times f_{cd} = 359.0 \text{ N/mm}^2$
Risultante di forze nel layer 9	$F_{y9} = 2 \times A_{bar} \times \sigma_{y9} = 577.4 \text{ kN}$
Moment of resistance of layer 9	$M_{Rdy9} = F_{y9} \times (h / 2 - d_{y9}) = 150.7 \text{ kNm}$

progettazione ati:

Deformazione unitaria nel layer 10	$\epsilon_{y10} = \epsilon_{cu3} \times (1 - d_{y10} / y) = \mathbf{0.00219}$
Tensione nel layer 10	$\sigma_{y10} = \min(f_{yd}, E_s \times \epsilon_{y10}) - \eta \times f_{cd} = \mathbf{378.6 \text{ N/mm}^2}$
Risultante di forze nel layer 10	$F_{y10} = 2 \times A_{bar} \times \sigma_{y10} = \mathbf{608.9 \text{ kN}}$
Moment of resistance of layer 10	$M_{Rdy10} = F_{y10} \times (h / 2 - d_{y10}) = \mathbf{178.6 \text{ kNm}}$
Resultant concrete/steel force	$F_y = \mathbf{122.6 \text{ kN}}$

**OK - Questo è entro la metà dell'uno per cento del carico assiale applicato**

**Resistenza combinata**

Momento resistente per inflessione attorno asse y	$M_{Rdy} = \mathbf{1407.6 \text{ kNm}}$
Momento resistente per inflessione attorno asse z	$M_{Rdz} = \mathbf{1407.6 \text{ kNm}}$

**Momento flettente minimo (sezione simmetrica)**

Momento minimo	$M_{Rd} = \min(M_{Rdz}, M_{Rdy}) = \mathbf{1407.6 \text{ kNm}}$
----------------	---

**OK - La capacità di momento supera il risultante momento flettente di progetto**

**Resistenza a taglio in assenza di armature di cucitura – par.6.2**

Tensione di taglio di progetto (SLV)	$V_{Ed} = \sqrt{(V_{Ed,y}^2 + V_{Ed,z}^2)} = \mathbf{451.5 \text{ kN}}$
	$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = \mathbf{0.12}$
Area di acciaio longitudinale a trazione per taglio	$A_{sl} = 0.3 \times A_s = \mathbf{4825 \text{ mm}^2}$
Altezza utile effettiva	$d_v = 0.9 \times h = \mathbf{720 \text{ mm}}$
	$k_{shear} = \min(1 + (200 \text{ mm} / d_v)^{0.5}, 2) = \mathbf{1.527}$
Larghezza equivalente a taglio della sezione palo	$b_w = h \times \sin(\arccos(2 \times d_v / h - 1)) = \mathbf{480 \text{ mm}}$
Rapporto armatura longitudinale a trazione	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d_v), 0.02) = \mathbf{0.01396}$
Tensione assiale (di compressione, minima)	$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed,0} / A_c, 0.2 \times f_{cd}) = \mathbf{0.24 \text{ N/mm}^2}$
	$v_{min} = 0.035 \text{ N}^{0.5} / \text{mm} \times k_{shear}^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = \mathbf{0.33 \text{ N/mm}^2}$
	$k_{1,shear} = \mathbf{0.15}$
Resistenza a taglio – exp. 6.2 a & b	$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \times k_{shear} \times (100 \text{ N}^2 / \text{mm}^4 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3}, v_{min}) \times b_w \times d_v +$ $k_{1,shear} \times \sigma_{cp} \times b_w \times d_v = \mathbf{219.6 \text{ kN}}$
	$V_{Ed} / V_{Rd,c} = \mathbf{2.06}$

**Sono necessarie apposite armature di cucitura a taglio**

**Armature di cucitura a taglio**

**Area armature a taglio richieste/disposte (p.to 6.2.3(4))**

Tensione di progetto acciai staffe:	$f_{ywk} = \mathbf{450 \text{ N/mm}^2}$
Fattore parziale di sicurezza acciai:	$\gamma_s = \mathbf{1.15}$
Diametro staffe a taglio:	$\phi_v = \mathbf{16 \text{ mm}}$
Passo staffe a taglio disposte:	$l_v = \mathbf{160 \text{ mm}}$
Inclinazione staffe a taglio rispetto asse palo	$\alpha = \mathbf{90.0 \text{ deg}}$
Tensione di progetto acciai staffe:	$f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s = \mathbf{391.3 \text{ N/mm}^2}$
Fattore riduttivo di resistenza (cl.6.2.3(3)):	$v_1 = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = \mathbf{0.54}$
Coefficiente della biella compressa (cl.6.2.3(3)):	$\alpha_{cw} = \mathbf{1.00}$
Inclinazione della biella convenzionale copressa:	$\theta = \max(0.5 \times A \sin(2 \times v_{Ed} / (\alpha_{cw} \times f_{cd} \times v_1)), 21.8 \text{ deg}) = \mathbf{21.8 \text{ deg}}$
Tensione di taglio di progetto:	$V_{Ed} = V_{Ed} / (0.9 \times d_v \times b_w) = \mathbf{1.45 \text{ N/mm}^2}$
Area armature a taglio richieste (eq. 6.13):	$A_{sw,req} = V_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = \mathbf{640 \text{ mm}^2 / m}$

**Quantitativo minimo di area di aramtura a taglio (exp.9.4N)**

$A_{sw,min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{ywk} \times b_w \times \sin(\alpha) = \mathbf{452 \text{ mm}^2 / m}$	
Area di armature a taglio disposte:	$A_{sw,prov} = 2 \times (\pi \times \phi_v^2 / 4) / l_v = \mathbf{2513 \text{ mm}^2 / m}$
Minima area di armature a taglio da disporre:	$A_{sw,req,eff} = \max(A_{sw,req}, A_{sw,min}) = \mathbf{640 \text{ mm}^2 / m}$

**OK:  $A_{sw,prov} \geq A_{sw,req,eff}$**

progettazione ati:

## 9.2 Verifica elemento paraghiaia

### 9.2.1 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 trinagolare 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.

### 9.2.2 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):	$Q_k = 25.0 \text{ kN/m}^2$
Altezza paraghiaia:	$h = 5.10 \text{ m}$
Spessore muro paraghiaia:	$s_m = 60 \text{ cm}$
Pressione del sovraccarico sul terrapieno:	$\sigma_{0,p} = \lambda_a \times Q_k = 6.77 \text{ kN/m}^2$
Risultante sovraccarico sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 34.55 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale)
Momento del sovraccarico (per metro lineare):	$M_{p,k} = R_{kp} \times h/2 = 88.11 \text{ kNm/m}$ (valore caratteristico)
Pressione terreni allo spiccato del paraghiaia:	$\sigma_{0,t} = \gamma \times \lambda_a \times h = 24.88 \text{ kN/m}^2$
Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 63.44 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale)
Momento dei terreni (per metro lineare):	$M_{t,k} = R_{kt} \times h/3 = 107.84 \text{ kNm/m}$ (valore caratteristico)

#### Combinazione SLU - terreni - spiccato paraghiaia

Taglio (dovuto alle spinte dei terreni):	$V_{Ed,t} = 1.3 \times R_{kt} + 1.5 \times R_{kp} = 134.29 \text{ kN/m}$
Momento flettente (dovuto alla spinta dei terreni):	$M_{Ed,t} = 1.3 \times M_{t,k} + 1.5 \times M_{p,k} = 272.35 \text{ kNm/m}$

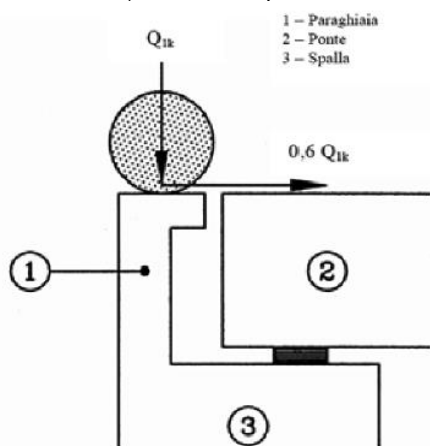


Figura C5.1.1 - Carichi da traffico su muri paraghiaia

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

### 9.2.3 Combinazioni di carico

#### 9.2.3.1 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:	$b = 2 \times h \times \tan(45^\circ) + l_{\text{tandem}} = 12.20 \text{ m}$
Peso proprio muro paraghiaia (per metro lineare):	$p_k = s_m \times h \times (25.00 \text{ kN/m}^3) = 76.50 \text{ kN/m}$
Valore di progetto SLU (peso muro per metro lin.):	$p_d = 1.30 \times p_k = 99.45 \text{ kN/m}$
Carico tandem (singolo asse, NTC2018):	$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$
da cui i carichi (caratteristici) pari a:	$Q_{\text{acc},v} = Q_{1k} / b = 24.59 \text{ kN/m}$ (verticale) $Q_{\text{acc},h} = 0.60 \times Q_{1k} / b = 14.75 \text{ kN/m}$ (orizzontale)
Momento flettente allo spiccatto paraghiaia:	$M_{\text{acc},h,k} = Q_{\text{acc},h} \times h = 75.25 \text{ kNm/m}$
Azione assiale SLU (per peso proprio paraghiaia):	$N_{\text{Ed},p} = p_d = 99.45 \text{ kN/m}$
Taglio SLU (dovuto ai carichi viaggianti):	$V_{\text{Ed},c} = 1.50 \times Q_{\text{acc},h} = 22.13 \text{ kN/m}$ (orizzontale)
Momento flettente SLU (per carichi viaggianti):	$M_{\text{acc},h} = 1.35 \times M_{\text{acc},h,k} = 101.58 \text{ kNm/m}$

#### 1.1.1.1

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

##### Combinazione di carico SLU

Azione assiale (compressione):	$N_{\text{Ed},\text{SLU}} = N_{\text{Ed},p} + 0.9 \times Q_{\text{acc},v} = 121.58 \text{ kN}$
Taglio longitudinale:	$V_{\text{Ed},\text{SLU}} = V_{\text{Ed},t} + V_{\text{Ed},c} = 156.42 \text{ kN}$
Momento flettente:	$M_{\text{Ed},\text{SLU}} = M_{\text{Ed},t} + M_{\text{acc},h} = 373.93 \text{ kNm}$

##### Combinazione di carico SLE-rara

Azione assiale (compressione):	$N_{\text{Ed},\text{rara}} = p_k + 1.00 \times Q_{\text{acc},v} = 101.09 \text{ kN}$
Taglio longitudinale:	$V_{\text{Ed},\text{rara}} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 1.00 \times Q_{\text{acc},h} = 112.74 \text{ kN}$
Momento flettente:	$M_{\text{Ed},\text{rara}} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 1.00 \times M_{\text{acc},h,k} = 271.19 \text{ kNm}$

##### Combinazione di carico SLE-frequente

Azione assiale (compressione):	$N_{\text{Ed},\text{freq}} = p_k + 0.75 \times Q_{\text{acc},v} = 94.94 \text{ kN}$
Taglio longitudinale:	$V_{\text{Ed},\text{freq}} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 0.75 \times Q_{\text{acc},h} = 109.05 \text{ kN}$
Momento flettente:	$M_{\text{Ed},\text{freq}} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 0.75 \times M_{\text{acc},h,k} = 252.38 \text{ kNm}$

##### Combinazione di carico SLE-quasi permanente

Azione assiale (compressione):	$N_{\text{Ed},\text{qperm}} = p_k + 0.0 \times Q_{\text{acc},v} = 76.50 \text{ kN}$
Taglio longitudinale:	$V_{\text{Ed},\text{qperm}} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 0.0 \times Q_{\text{acc},h} = 97.99 \text{ kN}$
Momento flettente:	$M_{\text{Ed},\text{qperm}} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 0.0 \times M_{\text{acc},h,k} = 195.95 \text{ kNm}$

### 9.2.4 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).

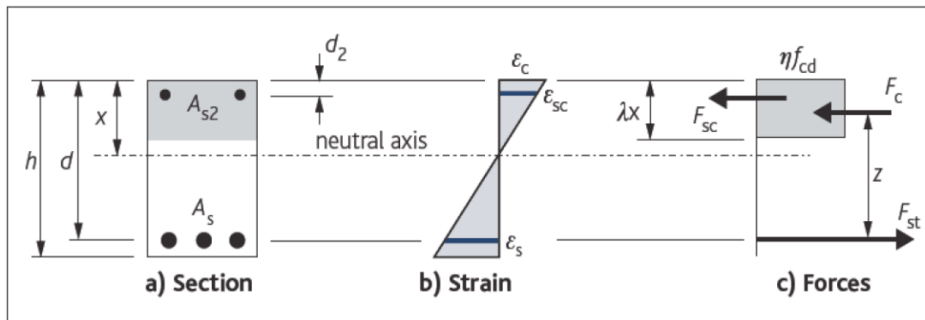
#### Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica:	rettangolare
Elemento strutturale a verifica:	<b>(elemento strutturale)</b>
Tipo di elemento a verifica:	<b>"piastra piena"</b>

progettazione ati:



Larghezza sezione (a verifica):	$b = 1000 \text{ mm}$
Altezza sezione (a verifica):	$h = 600 \text{ mm}$
Copriferro nominale (dalle barre più esterne):	$c_{nom} = 50 \text{ mm}$
Diametro delle barre di ripartizione/staffe:	$\phi_{staf\_Rip} = 16 \text{ mm}$ (generalmente, intese come esterne alle barre longitudinali portanti. Di valore nullo, solo quando considerate portanti a verifica)
Armatura longitudinale disposta (tesa):	$A_s = 5\phi 22$ (correnti) + $2\phi 22$ (spezzoni)
Armatura longitudinale disposta (compressa):	$A_{s2} = 5\phi 22$ (correnti) + $0\phi 22$ (spezzoni)
Distanza baricentro armature tese:	$d_1 = c_{nom} + \phi_{staf\_Rip} + 0.5 \times \max(\phi_{min}, \phi_{max}) = 77 \text{ mm}$ (da lembo cls maggiormente teso, su sezione integra)
Distanza baricentro armature compresse:	$d_2 = c_{nom} + \phi_{staf\_Rip} + 0.5 \times \max(\phi_{min,c}, \phi_{max,c}) = 77 \text{ mm}$ (da lembo cls maggiormente compresso)
Altezza utile della sezione inflessa (in difetto):	$d = h - d_1 = 523 \text{ mm}$ (utilizzata nei calcoli di verifica)



← Schema di calcolo sezione

#### Sollecitazioni flettente e tagliante per verifiche allo SLU/SLV (NTC2018)

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	$M_{Ed} = 373.9 \text{ kNm}$ (da analisi)
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV):	$V_{Ed,0} = 156.4 \text{ kN}$ (da analisi, al netto della sovraresistenza)
Tipo di "Classe di Duttilità" scelta (NTC2018):	"ignorata"
Valore assunto per il coeff. di sovraresistenza:	$\gamma_{Rd} = 1.00$ (valore di $V_{Ed,0}$ già comprensivo o ignorato)
Valore assunto del taglio di progetto (SLU/SLV):	$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times V_{Ed,0} = 156.4 \text{ kN}$ (formalmente, per NTC2018, tab. 7.2.1)

#### Sollecitazioni flettenti per verifiche allo SLE (NTC2018)

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 195.9 \text{ kNm}$
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 252.4 \text{ kNm}$
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 271.2 \text{ kNm}$

#### Limiti ampiezze caratteristiche di fessurazione (comunque non maggiori in rif. NTC2018 p.to 4.1.2.2.4(c))

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)

#### Fattori moltiplicativi (comunque non maggiori in rif. NTC2018 al p.to 4.1.2.2.5.1)

Fattore moltiplicativo tensione $f_{ck}$ (verifica SLE):	$\kappa_{RA,c} = 0.60$ (comb. rara, max tensioni cls compresso)
Fattore moltiplicativo tensione $f_{ck}$ (verifica SLE):	$\kappa_{QP,c} = 0.45$ (comb. quasi permanente, max tensioni cls compresso)
Fattore moltiplicativo tensione $f_{yk}$ (verifica SLE):	$\kappa_{RA,s} = 0.80$ (comb. rara, max tensioni acciaio, teso e compresso)

#### Tensioni massime SLE (comunque non maggiori in rif. NTC2018 al p.to 4.1.2.2.5.1)

Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = \kappa_{RA,c} \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = \kappa_{QP,c} \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = \kappa_{RA,s} \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.17).

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

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
----------------------------	------------------------------

progettazione ati:



Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	<b>C32/40</b> (NTC2018, tab. 4.1.1)
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3.02 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.12 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95} = 1.3 \times f_{ctm} = 3.93 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 33346 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale sicurezza cls:	$\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, p.to 4.1.2.1.1.4)
Coefficiente a lungo termine (azioni di trazione):	$\alpha_{ct} = 1.00$ (EC2 eq. 3.16)
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)
Coefficiente a lungo termine (azioni di compress.):	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018 eq. 4.1.3)
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)
Valore resistenza effettiva a trazione:	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.02 \text{ N/mm}^2$

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

Momento flettente di progetto applicato:	$M_{Ed} = 373.9 \text{ kNm}$
Larghezza della sezione (a verifica):	$b = 1000 \text{ mm}$
Altezza effettiva della sezione:	$h = 600 \text{ mm}$
Altezza utile della sezione:	$d = 523 \text{ mm}$
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):	$x_u = (\delta - 0.4) \times d = 314 \text{ mm}$
Massimo valore del coefficiente K:	$K_{max} = 1 / 3.53 = 0.283$
Caefficiente K (momento agente adimensionale):	$K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = 0.043$
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):	$z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{[1 - 3.53 \times K]}, 0.95) \times d = 497 \text{ mm}$
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
Area armature tese richieste (armatura singola):	$A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = 1923 \text{ mm}^2$
Armatura singola (armat. compressa):	$A_{s2,req} = 0 \text{ mm}^2$ <b>"(non serve armatura compressa)"</b>

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

**Minimi quantitativi di armatura tesa, per verifica fessurazione senza calcolo diretto (EC2 p.to 7.3.2 - 7.3.3)**

Coefficiente di distribuzione delle tensioni:	$k_c = 0.40$
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:	$A_{ct} = b \times (h - x_u) = 286200 \text{ mm}^2$
Numero bracci armature di cucitura:	$N_{bracci} = 3$ (considerate come totali presenti)
Parametro geometrico armature tese:	$n_i = (n_{min} + n_{max}) / (N_{bracci} - 1) = 4$
Ampiezza fessure imposta per questa verifica:	$w_k = 0.30 \text{ mm}$ (secondo valori in tab. 7.3N)
Massima spaziatura tra barre a trazione:	$s_{max} = (b - (2 \times c_{nom} + N_{bracci} \times \phi_{staffa} + n_i \times \max(\phi_{min}, \phi_{max}))) / (n_i - 1) = 317 \text{ mm}$
Parametro di max tensione di riferimento:	$\sigma_{s0} = 400 \text{ N/mm}^2$ (corrispondente per $w_k$ dai valori in tab. 7.3N)
Massima tensione nelle armature tese:	$\sigma_{s,1} = -0.8 \text{ N/mm}^3 \times s_{max} + \sigma_{s0} = 146 \text{ N/mm}^2$ (da prospetto 7.3N)
Diametro max prevedibile per barre in trazione:	$\phi_s^* = 22 \text{ mm}$ (EC2, come riferimento da prospetto 7.2N)
Massima tensione nelle armature tese:	$\sigma_{s,2} = 205 \text{ N/mm}^2$ (in funzione di $\phi_s^*$ , secondo valori in tab. 7.2N)
Massima tensione ammessa nelle armature:	$\sigma_s = (\sigma_{s,1} + \sigma_{s,2}) / 2 = 175 \text{ N/mm}^2$ (valore medio riscontrabile subito dopo la formazione della fessura)
Altezza zona tesa prima della fessurazione:	$h_{cr} = h/2 = 300 \text{ mm}$ (approssimato, per sezione rettangolare inflessa)
Diametro massimo modificato (barre tese):	$\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 17.9 \text{ mm}$ (per sezione inflessa)

progettazione ati:

Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1):  $A_{s,min} = k_C \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 1283 \text{ mm}^2$

**OK - Armatura a trazione da calcolo superiore al minimo:  $A_{s1,req} \geq A_{s,min}$ . Non necessario calcolo diretto della fessurazione se diametro barre tese minore di  $\phi_s$ .**

**Aree armature tesa e compressa richieste (calcolo resistenza stato limite ultimo)**

Armature richieste da considerare (calcolo):  $A_{s1,req,eff} = A_{s1,req} = 1923 \text{ mm}^2$  (in trazione)  
 $A_{s2,req,eff} = 0 \text{ mm}^2$  (in compressione)

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

Numero barre (base) a compressione in sezione:  $n_{min,c} = 5$   
 Diametro barre (base) in compressione:  $\phi_{min,c} = 22 \text{ mm}$   
 Numero barre (aggiuntive) a compressione:  $n_{max,c} = 0$   
 Diametro barre (aggiuntive) in compressione:  $\phi_{max,c} = 22 \text{ mm}$   
 Barre di armatura compressa disposta ( $A_{s2,prov}$ ): **5 $\phi$ 22 (diffusa) + 0 $\phi$ 22 (spezzoni)**  
 Area armature (effettive) in zona compressa:  $A_{s2,prov} = 1900 \text{ mm}^2$   
 Numero barre (base) a trazione in sezione:  $n_{min} = 5$   
 Diametro barre (base) a trazione:  $\phi_{min} = 22 \text{ mm}$   
 Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione:  $n_{max} = 2$   
 Diametro barre (aggiuntive) a trazione:  $\phi_{max} = 22 \text{ mm}$   
 Barre di armatura tesa disposta ( $A_{s,prov}$ ): **5 $\phi$ 22 (diffusa) + 2 $\phi$ 22 (spezzoni)**  
 Area armature (effettive presenti) in zona tesa:  $A_{s,prov} = 2660 \text{ mm}^2$   
 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):  $f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22 \text{ N/mm}^2$   
 (EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)  
 Diametro armature longitudinali (EC2 eq. 7.12):  $\phi_{longit} = ((n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) + (n_{min,c} \times \phi_{min,c} + n_{max,c} \times \phi_{max,c})) / (n_{min} + n_{max} + n_{min,c} + n_{max,c}) = 22.0 \text{ mm}$  (diametro di riferimento, assunto)  
 Lunghezza di ancoraggio base (EC2 eq. 8.3):  $l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 774 \text{ mm}$   
 $l_{b,rqd} = 80 \text{ cm}$  (arrotondato in eccesso)  
 Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base):  $l_{b,rqd} = 37\phi$   
 Lunghezza minima di ancoraggio (compressione):  $l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 23 \text{ cm}$   
 Lunghezza minima di ancoraggio (trazione):  $l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 46 \text{ cm}$   
 Momento resistente SLU/SLV:  $M_{Rd} = Z \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 517.2 \text{ kNm}$   
 $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.723 < 1$

**OK - Armatura disposta in trazione sufficiente**

Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N):  $A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 914 \text{ mm}^2$

Area max di armatura tesa (EC2, p.to 9.2.1.1(3)):  $A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 24000 \text{ mm}^2$   
**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:  $b_t = b = 1000 \text{ mm}$   
 Area armatura minima (piastra):  $A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 914 \text{ mm}^2$   
 Area sezione trasversale calcestruzzo:  $A_c = b \times h = 600000 \text{ mm}^2$   
 Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni):  $A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = 24000 \text{ mm}^2$   
 Area armature (effettive presenti) in zona tesa:  $A_{s,prov} = 2660 \text{ mm}^2$

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

Passo (effettivo) delle armature principali: **200 mm** (max effettivamente assunto, tra tese e compresse)

**Armature a flessione (passo massimo delle barre a flessione, EC2 p.to 9.3.1.1(3))**

Passo delle barre per armatura principale:  $s_{max,slabs,I} = \min(3 \times h, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$   
 Passo delle barre per armatura secondaria:  $s_{max,slabs,II} = \min(3.5 \times h, 450 \text{ mm}) = 450 \text{ mm}$

**OK - Passo delle armature longitudinali principali idoneo**

**Armature a flessione (passo delle barre per carichi concentrati e momento massimo, EC2 p.to 9.3.1.1(3))**

Passo delle barre per armatura principale:  $s_{max,slabs,I} = \min(2 \times h, 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$

progettazione ati:

Passo delle barre per armatura secondaria:  $S_{\max,slabs,IL} = \min(3 \times h, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$   
**OK - Passo delle armature longitudinali principali idoneo**

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

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):  $M_{QP} = 195.9 \text{ kNm}$   
 Sollecitazione flettente (comb. frequente):  $M_{FR} = 252.4 \text{ kNm}$   
 Sollecitazione flettente (comb. rara):  $M_{RA} = 271.2 \text{ kNm}$   
 Resistenza a compressione cls (comb. rara):  $\sigma_{c,rara} = k_{RA,c} \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$  (NTC2018, eq. 4.1.15)  
 Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):  $\sigma_{c,Qperm} = k_{QP,c} \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$  (NTC2018, eq. 4.1.16)  
 Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):  $\sigma_{s,max} = k_{RA,s} \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$  (NTC2018, eq. 4.1.17)  
 Altezza totale sezione inflessa:  $h = 600 \text{ mm}$   
 Altezza utile sezione inflessa:  $d = 523 \text{ mm}$   
 Larghezza sezione inflessa:  $b = 1000 \text{ mm}$   
 Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso:  
 $d_2 = 77 \text{ mm}$   
 Armatura superiore compressa (presente):  $A_f' = A_{s2,prov} = 1900 \text{ mm}^2$   
 Armatura inferiore tesa (presente):  $A_f = A_{s,prov} = 2660 \text{ mm}^2$   
 Coefficiente di omogenizzazione:  $n = 15$  (lungo periodo)  
 Parametro "a<sub>1</sub>" (posizione):  $a_1 = n \times (A_f' + A_f) / b = 68 \text{ mm}$   
 Parametro "e<sub>1</sub>" (posizione):  $e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = 1537480 \text{ mm}^3$   
 Parametro "c<sub>1</sub>" (posizione):  $c_1 = n \times (A_f' + A_f)^2 = 311904000 \text{ mm}^4$   
 Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.):  $y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = 157 \text{ mm}$   
 Tensione massima cls compresso (comb. rara):  
 $\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2)/y] = 6.25 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione massima acciai tesi (comb. rara):  $\sigma_{s,RA,tesi} = n \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = 218.40 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione massima acciai compressi (comb. rara):  $\sigma_{s,RA,compr} = n \times \sigma_{c,RA} \times (y - d_2) / y = 47.73 \text{ N/mm}^2$   
 Max tensione acciai (compressione o trazione):  $\sigma_{s,RA} = \max(\sigma_{s,RA,tesi}, \sigma_{s,RA,compr}) = 218.40 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione massima cls compresso (comb. QP):  $\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 4.51 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione massima cls compresso (comb. FR):  $\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 5.81 \text{ N/mm}^2$   
 Risultata, quindi:  
 $\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.607 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$   
 $\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.313 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$   
 $\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.325 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$   
**OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato**

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

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente):  $w_{k,max,QP} = 0.20 \text{ mm}$  (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)  
 Max apertura fessure (comb. frequente):  $w_{k,max,FR} = 0.30 \text{ mm}$  (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)  
 Larghezza della sezione:  $b = 1000 \text{ mm}$   
 Posizione asse neutro (elastico):  $x = 157 \text{ mm}$  (da lembo compresso)  
 Altezza effettiva dell'area di cls in trazione:  $h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = 148 \text{ mm}$  (EC2, p.to 7.3.2(3))  
 Area barre disposte in zona tesa:  $A_{s,prov} = 2660 \text{ mm}^2$   
 Area barre disposte in zona compressa:  $A_{s2,prov} = 1900 \text{ mm}^2$   
 Coprifero (effettivo) armature longitudinali:  $c = c_{nom} + \phi_{staf,Rip} = 66 \text{ mm}$   
 Momento in combinazione quasi-permanente:  $M_{QP} = 195.9 \text{ kNm}$   
 Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:  $R_{PL,QP} = M_{QP} / M_{Ed} = 0.52$   
 Tensione di esercizio QP nelle armature tese:  $\sigma_{s,QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL,QP} = 148 \text{ N/mm}^2$   
 Momento in combinazione rara:  $M_{FR} = 252.4 \text{ kNm}$   
 Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:  $R_{PL,FR} = M_{FR} / M_{Ed} = 0.67$   
 Tensione di esercizio FR nelle armature tese:  $\sigma_{s,FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL,FR} = 191 \text{ N/mm}^2$   
 Valore medio della resistenza a trazione del cls:  $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.0 \text{ N/mm}^2$  (valore di trazione efficace)  
 Modulo di elasticità secante del cls:  $E_{cm} = 33346 \text{ N/mm}^2$   
 Modulo di elasticità acciaio:  $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$   
 Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls):  $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.00$   
 Diametro (equivalente) armature longitudinali tese:  $\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = 22 \text{ mm}$   
 Area effettiva del cls in trazione:  $A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = 147668 \text{ mm}^2$   
 Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10):  $\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = 0.018$   
 Fattore di durata del carico:  $k_t = 0.4$  (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))

progettazione ati:

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:  $s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = 143$  mm  
 Spaziatura armatura aderente  $> 5 \times (c_{nom} + \phi_{eq}/2)$ ?: **"no"**  
 Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11):  $s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = 263$  mm  
 Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14):  $s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = 576$  mm  
 Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore:  $s_{r,max} = 263$  mm  
 Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8):  
 $w_{k\_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s\_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s\_QP} / E_s]$   
 $w_{k\_QP} = 0.12$  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):**

$w_{k\_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s\_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s\_FR} / E_s]$   
 $w_{k\_FR} = 0.15$  mm  
 Risulta, per combinazione frequente:  $w_k \leq w_{k,max\_FR}$

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

**Controllo dell'inflessione - elemento trave (o piastra) in c.a. – EC2 p.to 7.4.2 (eqq. 7.16.a-b), NTC2018 p.to C4.1.2.2.2)**

I limiti alle inflessioni sono dedotti dalla ISO 4356 relativamente a prestazioni soddisfacenti di edifici come case di abitazione, uffici, edifici pubblici e officine. Procedimento di calcolo secondo Clausola 7.4,2(2) - UNI EN 1992-1-1:2005.

**NOTA:** le deformazioni reali possono differire da quelle calcolate, soprattutto se i valori dei momenti agenti sono prossimi al momento di fessurazione. Le differenze dipendono dalla dispersione delle proprietà dei materiali, dalle condizioni ambientali, dalla storia di carico, dalle condizioni di vincolo sugli appoggi, dalle condizioni del terreno, etc. L'aspetto e la funzionalità della struttura possono essere pregiudicati se l'inflessione calcolata di una trave, piastra o sbalzo soggetti ai carichi quasi-permanenti è maggiore di 1/250 della luce. L'inflessione è intesa relativa agli appoggi. Un adeguato limite per l'inflessione dopo la costruzione in presenza di carichi quasi-permanenti è generalmente 1/500 della luce.

**Dati calcolo e formule di verifica**

Resistenza caratteristica a compressione (cls):  $f_{ck} = 32$  N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza caratteristica acciai:  $f_{yk} = 450$  N/mm<sup>2</sup>  
 Altezza utile sezione di massima inflessione:  $d = 523$  mm  
 Larghezza sezione compressa:  $b = 1000$  mm  
 Luce effettiva (o oggetto) di calcolo:  $l_{eff} = 4000$  mm  
 Armatura tesa richiesta in mezzeria:  $A_{s1,req,eff} = 1923$  mm<sup>2</sup> (o all'incastro, se trave a mensola)  
 Armatura compressa richiesta in mezzeria:  $A_{s2,req,eff} = 0$  mm<sup>2</sup> (o all'incastro, se trave a mensola)  
 Percentuale di armatura tesa richiesta:  $\rho = 10^2 \times A_{s1,req,eff} / (d \times b) = 0.4$  %  
 Percentuale di armatura compressa richiesta:  $\rho' = 10^2 \times A_{s2,req,eff} / (d \times b) = 0.0$  %  
 Percentuale di armatura di riferimento:  $\rho_0 = 10^{-3} \times \sqrt{[f_{ck} / (1 \text{ N/mm}^2)]} \times 10^2 = 0.6$  %  
 Secondo Prospetto 7.4N il calcestruzzo risulta: poco sollecitato  
 Fattore di sistema strutturale (Prospetto 7.4N):  $K = 0.4$  (scelto)  
 Valore base rapporto luce-altezza: luce/altezza = 8.26 (da interpolazione dati in Prospetto 7.4N)

progettazione ati:

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho = 1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho = 0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre semplicemente appoggiate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campata terminale di travi continue o piastre continue monodirezionali o piastre bidirezionali continue su un lato lungo	1,3	18	26
Campata intermedia di travi o di piastre mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre sorrette da pilastri senza travi (piastre non nervate) (in base alla luce maggiore)	1,2	17	24
Mensole	0,4	6	8

Nota 1 I valori dati sono stati scelti in genere in via prudenziale e il calcolo può dimostrare frequentemente che si possono realizzare elementi più sottili.  
 Nota 2 Per piastre bidirezionali si raccomanda che la verifica sia effettuata con riferimento alla luce minore; per piastre non nervate si raccomanda di considerare la luce maggiore.  
 Nota 3 I limiti dati per piastre prive di nervature corrispondono a una limitazione meno severa di quella che impone una freccia in mezzera minore di  $1/500$  della luce, relativamente agli appoggi sui pilastri. L'esperienza ha dimostrato che ciò è comunque soddisfacente.

**Prospetto 7.4N** – Valori base dei rapporti luce/altezza utili per elementi di calcestruzzo armato senza compressione assiale (estratto da UNI EN 1992-1-1:2005)

**Valore limite luce-altezza utile**

Più in dettaglio, applicando il caso dell'eq. 7.16.a, con:  $\rho \leq \rho_0$   
 $l/d = K \times [11 + 1.5 \times \sqrt{(f_{ck}/(1 \text{ N/mm}^2))} \times (\rho_0/\rho) + 3.2 \times \sqrt{(f_{ck}/(1 \text{ N/mm}^2))} \times (\rho_0/\rho - 1)^{3/2}] = \mathbf{12.48}$  (EC2 eq. 7.16.a)

Armadura tesa richiesta in mezzera:  $A_{s1,req,eff} = \mathbf{1923 \text{ mm}^2}$  (minima da norma/calcolo)  
 Area effettivamente disposta in zona tesa:  $A_{s,prov} = \mathbf{2660 \text{ mm}^2}$  (con  $A_{s,prov} \geq A_{s1,req,eff}$ )  
 Coefficiente ragguglio (tensioni acciaio SLE):  $310/\sigma_s = m_1 = 500 / (f_{yk} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) = \mathbf{1.54}$  (EC2 eq. 7.16b)  
 Moltiplicatore  $m_2$  per sez. "T" se  $b/b_w \leq 3$ :  $m_2 = \mathbf{1.00}$   
 Moltiplicatore  $m_3$  per eccedenza luci (se  $l_{eff} > 7 \text{ m}$ ):  $m_3 = \mathbf{1.00}$  (pari a  $l_{eff}/(7 \text{ m})$  se  $l_{eff} > 7 \text{ m}$ )  
 Valore limite (finale) luce-altezza utile:  $(l/d)_{fin} = (l/d) \times m_1 \times m_2 \times m_3 = \mathbf{19.18}$   
 Valore effettivo rapporto luce-altezza utile:  $l_{eff} / d = \mathbf{4.000 / 0.523 = 7.65}$   
 Esito verifica inflessione (condizioni SLE):  $(l/d)_{fin} \geq (l_{eff} / d)$  (**Soddisfacente**)

**Osservazioni:** I valori dati dalle espressioni 7.16\_a o 7.16\_b e dal Prospetto 7.4N sono stati ricavati dai risultati di uno studio parametrico su una serie di trave o piastre semplicemente appoggiate di sezione rettangolare, applicando il metodo generale fornito al p.to 7.4.3. Sono state considerate diverse classi di resistenza del calcestruzzo e la tensione di snervamento caratteristica di 500 MPa. Per un dato quantitativo di armatura tesa è stato calcolato il momento resistente ultimo e si è assunto un carico quasi-permanente pari al 50% del corrispondente carico totale di progetto. I limiti del rapporto luce-altezza così ottenuti rispettano il limite di inflessione fornito al p.to 7.4.1(5) della UNI EN 1992-1-1:2005.

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

Larghezza (minima) della sezione a taglio:  $b_w = \mathbf{1000 \text{ mm}}$   
 Altezza effettiva della sezione (a flessione):  $h = \mathbf{600 \text{ mm}}$   
 Altezza utile della sezione a taglio:  $d = \mathbf{523 \text{ mm}}$   
 Resistenza caratteristica del cls:  $f_{ck} = \mathbf{32 \text{ N/mm}^2}$   
 Coefficiente parziale di sicurezza cls:  $\gamma_c = \mathbf{1.50}$  (NTC2018, eq. 4.1.3)  
 Coefficiente di applicazione dei carichi:  $\alpha_{cc} = \mathbf{0.85}$  (NTC2018, eq. 4.1.3)  
 Resistenza di progetto a compressione:  $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = \mathbf{18.1 \text{ N/mm}^2}$  (EC2 eq.3.15, NTC2018)  
 Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno  $l_{bd} + d$  oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:  $A_{sl} = \mathbf{1570 \text{ mm}^2}$  (valore nullo, quando ignorata per sicurezza)  
 Massimo taglio di progetto (SLU/SLV):  $V_{Ed,0} = \mathbf{156.4 \text{ kN}}$  (da analisi, senza considerare sovraresistenza)  
 Tipo di elemento a verifica: piastra (soletta)  
 Tipo di "Classe di Duttilità" scelta (NTC2018): "**ignorata**"  
 Valore assunto per il coeff. di sovraresistenza:  $\gamma_{Rd} = \mathbf{1.00}$  (valore di  $V_{Ed,0}$  già comprensivo o ignorato)  
 Valore assunto del taglio di progetto (SLU/SLV):  $V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times V_{Ed,0} = \mathbf{156.4 \text{ kN}}$  (secondo NTC2018, tab. 7.2.1)  
 Braccio di leva a flessione:  $z = 0.9 \times d = \mathbf{471 \text{ mm}}$   
 Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):  $V_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = \mathbf{0.3 \text{ N/mm}^2}$   
 Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:  $\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = \mathbf{0.003}$   
 Tensione nel conglomerato:  $C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = \mathbf{0.120 \text{ N/mm}^2}$

progettazione ati:



Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):  
Tensione minima di taglio:  
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:  
Area della sezione trasversale in cls:  
Tensione sulla sezione per azione assiale:  
Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):  
Per la sezione in oggetto risulta quindi:

$k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.618$  (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)  
 $V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 215.91 \text{ kN}$   
 $v_{\min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.408 \text{ N/mm}^2$   
 $N_{Ed} = 0.0 \text{ kN}$   
 $A_C = b_w \times h = 600000 \text{ mm}^2$   
 $\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = 0.000 \text{ N/mm}^2$   
 $k_1 = 0.15$  (NTC2018, eq. 4.1.23)  
 $V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 213.19 \text{ kN}$   
 $V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,\min}) = 215.91 \text{ kN}$  (NTC2018, eq. 4.1.23)  
 $V_{Ed} / V_{Rd} = 0.724 <= 1$

**OK - Non necessarie apposite armature di cucitura a taglio**

**Riassunto degli esiti delle verifiche a flessione e a taglio**

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU/SLV, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche). Le verifiche sono state condotte 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)		
	$W_{QP} / W_{QP,\max}$	$W_{FR} / W_{FR,\max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,\max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,ra}$
<b>0.723</b>	<b>0.586</b>	<b>0.512</b>	<b>0.607</b>	<b>0.313</b>	<b>0.325</b>

Verifiche SLU/SLV	Area armature a taglio richieste EC2 eq. 6.13	Area armature a taglio minima da norma EC2 eqq. 9.4-9.5N	Armatura a taglio effettivamente disposta/necessaria
$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$A_{sw,req} / s \text{ [mm}^2/\text{m]}$	$A_{sw,\min} \text{ [mm}^2/\text{m]}$	$A_{sw,eff} / s \text{ [mm}^2/\text{m]}$
<b>0.724</b>	<b>0</b>	<b>905</b>	<b>0</b>

**Nota bene :** Il pedice “s” sta per “acciaio” (in trazione o compressione, a seconda del valore di tensione maggiore riscontrato), 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. Di seguito, i valori limite per una staffatura “fuori calcolo” secondo EC2.

Limiti armature per elementi “piastra” (EC2 eqq. 9.4-9.5N)	Limiti armature per elementi “trave” (EC2 p.to 9.2.2, eqq. 9.4-9.5N)
Max passo longitudinale insiemi di staffe: $s_{l,\max,p} = 392 \text{ mm}$	Max passo longitudinale armature a taglio: $s_{l,\max} = 392 \text{ mm}$
Max passo longitudinale ferri piegati: $s_{l,\max,fp} = 523 \text{ mm}$	Max distanza trasversale bracci armature taglio: $s_{t,\max} = 392 \text{ mm}$
Max distanza trasversale armature taglio: $s_{t,\max,p} = 785 \text{ mm}$	-

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

progettazione ati:



### 9.3 Verifica muri di risvolto per urto di veicolo in svio: $q_8$

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

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

Considerando le spinte dei terreni come carichi permanenti G1 (si veda NTC2018 par. 6.2.4.2, tab. 6.2.III) e le azioni d'urto come azioni eccezionali  $A_d$ , si utilizzerà la combinazione di carico (da NTC2018, par. 2.5.3, eq. 2.5.6) nella seguente forma:

$$G1 + G2 + A_d$$

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

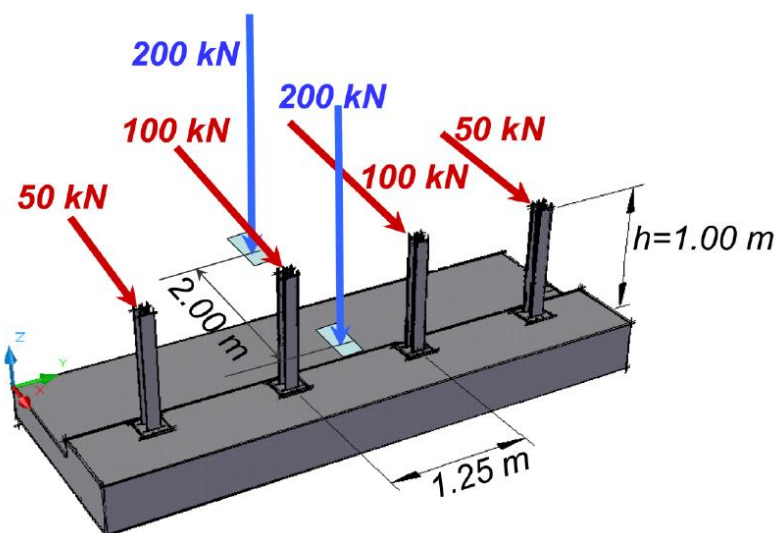


Figura 1 - Geometria di carico per verifica muri di risvolto e cordolo/muro

Azione complessiva da carico eccezionale (urto):	$Q_{k2,urto} = (50 \text{ kN} + 100 \text{ kN} + 100 \text{ kN} + 50 \text{ kN}) = 300$ kN
Estensione in pianta della zona di urto:	$b_{urto} = 1.25 \text{ m} \times 3 = 3.75$ m
Carico lineare equivalente su $b_{urto}$ :	$H_{k2,urto} = Q_{k2,urto} / b_{urto} = 80.00$ kN/m

Altezza spalla (elevazione + fondazione):	$H_{spalla} = 8.06$ m
Sviluppo in pianta parete di risvolto:	$B_{risvolto} = 4.90$ m
Valore caratt. angolo a taglio (comb. M2):	$\phi = 35.0^\circ$ (relativo ai terreni di imbarco)

Angolo di inclinazione cuneo di spinta attiva:	$\alpha_{attiva} = 45^\circ + \phi/2 = 62.5^\circ$ (vedere Figura 2 avanti)
Larghezza cuneo di spinta attiva (tergo muro risv.):	$x = H_{spalla} / \tan(\alpha_{attiva}) = 4.20$ m

Superficie orizzontale di distribuzione del carico:	$S_x = x \times b_{urto} = 15.73$ m <sup>2</sup>
Coefficiente di spinta "a riposo":	$k_0 = 1 - \sin(\phi) = 0.426$ (relazione di Jaky, assunta per sicurezza)
Carico verticale da "schema di carico 2":	$Q_{k2} = 2 \times 200$ kN = <b>400</b> kN
Carico distribuito equivalente (sch. carico 2):	$q_{k2} = Q_{k2} / S_x = 25.42$ kN/m <sup>2</sup>
Pressione orizzontale litostatica (sch. carico 2):	$q_{k2,H} = k_0 \times q_{k2} = 10.84$ kN/m <sup>2</sup>

progettazione ati:

Altezza tratto di parete  $h_y$  a quota  $y$ :

$h_y = 6.26$  m (quota  $y \leq H_{risolto}$  sezione incastro di verifica, da testa muro)

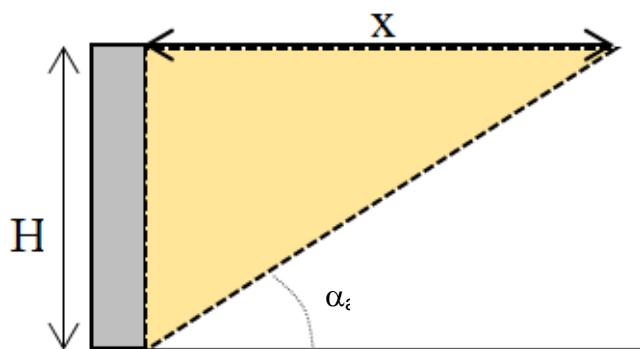


Figura 2 - Schema cuneo di spinta attiva. H è rappresentata l'altezza del muro di risvolto dallo spiccato

Peso specifico terreni d'imbarco:

$\gamma_{imbarco} = 18.00$  kN/m<sup>3</sup> (valore medio di riferimento)

Pressione orizzontale terreni alla quota di verifica:

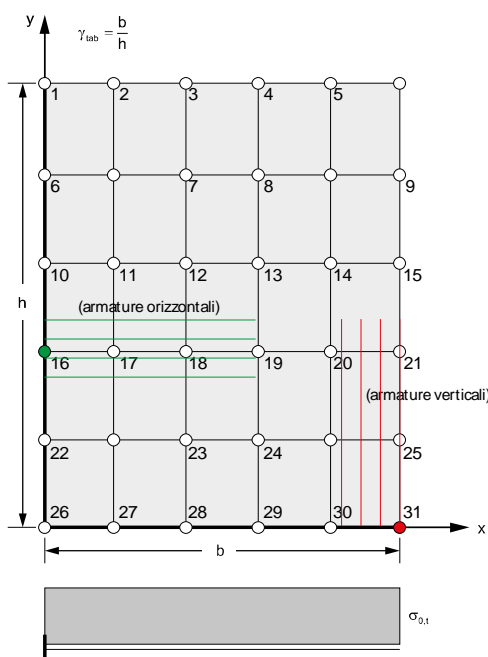
$p_y = K_0 \times \gamma_{imbarco} \times h_y = 48.05$  kN/m<sup>2</sup>

Fraz. pressione  $q_{k2,H}$  equiv. in  $y$  effetto  $Q_{k2,urto}$ :

$\xi_y = 2 \times Q_{k2,urto} \times (h + h_y) / (b_{urto} \times h_y^2 \times q_{k2,H}) = 2.73$  (solo momenti)

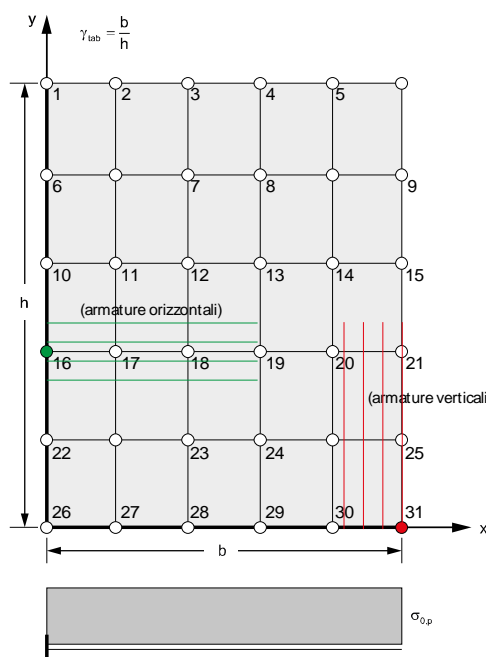
Pressione equivalente (costante) urto, sez. in  $y$ :

$p_{y,urto,equiv} = \xi_y \times q_{k2,H} = 29.64$  kN/m<sup>2</sup>



— Libero  
— Incastro

Tab. 1.97  
(rielaborata)



— Libero  
— Incastro

Tab. 1.41  
(rielaborata)

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

Rapporto dimensioni muro di risvolto:

$\gamma_{tab} = B_{risolto} / h_y = 0.78$

**Coefficienti tab. 1.97 (Richard Bares)**

Coefficiente momento infl. x-x (carico triangolare):

$\alpha_{x16} = -0.0640$

Coefficiente momento infl. y-y (carico triangolare):

$\alpha_{y31} = -0.0896$

Coefficiente taglio x-x (carico triangolare):

$r_{x16} = 0.3176$

Coefficiente taglio y-y (carico triangolare):

$r_{y31} = 0.5505$

progettazione ati:

**Coefficienti tab. 1.41 (Richard Bares)**

Coefficiente momento infl. x-x (carico costante):	$\beta_{x16} = -0.1468$
Coefficiente momento infl. y-y (carico costante):	$\beta_{y31} = -0.2076$
Coefficiente taglio x-x (carico costante):	$S_{x16} = 0.5217$
Coefficiente taglio y-y (carico costante):	$S_{y31} = 1.1288$

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

Massima pressione a quota y sez. A (triangolare):	$q_{ECC,t,A} = p_y = 48.05 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione a quota y sez. A (costante):	$q_{ECC,c,A} = q_{k2,H} \times (1 + \xi_y) = 40.48 \text{ kN/m}^2$

**Sollecitazioni per combinazione eccezionale (urto) – a quota hmin su sez. A a quota y**

Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLV,x,A} = (\alpha_{x16} \times q_{ECC,t,A} + \beta_{x16} \times q_{ECC,c,A}) \times B_{risvolto}^2 = -216.52 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLV,y,A} = (\alpha_{y31} \times q_{ECC,t,A} + \beta_{y31} \times q_{ECC,c,A}) \times h_y^2 = -498.05 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. x-x:	$V_{Ed,SLV,x,A} = (r_{y31} \times q_{ECC,t,A} + S_{y31} \times q_{ECC,c,A}) \times h_y = 451.65 \text{ kN/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. y-y:	$V_{Ed,SLV,y,A} = (r_{x16} \times q_{ECC,t,A} + S_{x16} \times q_{ECC,c,A}) \times B_{risvolto} = 178.26 \text{ kN/m}$

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

Sollecitazione flettente per armature orizzontali:	$M_{Ed,x,A} = \text{abs}(M_{Ed,SLV,x,A}) = 216.52 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente per armature verticali:	$M_{Ed,y,A} = \text{abs}(M_{Ed,SLV,y,A}) = 498.05 \text{ kNm/m}$
Verifica sollecitazioni taglianti (sez. A a quota y):	$V_{Ed,y} = \text{max}(V_{Ed,SLV,x,A}, V_{Ed,SLV,y,A}) = 451.65 \text{ kN/m}$

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

Altezza sezione muro a quota y (sez. A):	$h_A = 750 \text{ mm}$
Altezza utile sezione muro a quota y (sez. A):	$d_A = 670 \text{ mm}$
Larghezza sezione in c.a. a verifica:	$b_w = b_{urto} = 3.75 \text{ m}$
Copri ferro (max) armature tese:	$c = 50 \text{ mm}$
Tensione di snervamento acciai armature:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza acciai:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$

Armatura longitudinale tesa orizzontale richiesta:	$A_{s1,H} = M_{Ed,x,A} / [0.9 \times d_A \times f_{yd}] = 918 \text{ mm}^2/\text{m}$
Armatura longitudinale tesa verticale richiesta:	$A_{s1,V} = M_{Ed,y,A} / [0.9 \times d_B \times f_{yd}] = 1537 \text{ mm}^2/\text{m}$

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

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

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

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

Larghezza (minima) della sezione a taglio:	$b_w = 1000 \text{ mm}$
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = 750 \text{ mm}$
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = 690 \text{ mm}$

progettazione ati:

Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14.2 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq.3.15, NTC2018)
Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:	$A_{sl} = 0 \text{ mm}^2$ (valore nullo, quando ignorata per sicurezza)
Massimo taglio di progetto (SLU/SLV):	$V_{Ed,0} = 451.6 \text{ kN}$ (da analisi, senza considerare sovraresistenza)
Tipo di elemento a verifica:	piastra (soletta)
Tipo di "Classe di Duttilità" scelta (NTC2018):	<b>"ignorata"</b>
Valore assunto per il coeff. di sovraresistenza:	$\gamma_{Rd} = 1.00$ (valore di $V_{Ed,0}$ già comprensivo o ignorato)
Valore assunto del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times V_{Ed,0} = 451.6 \text{ kN}$ (secondo NTC2018, tab. 7.2.1)
Braccio di leva a flessione:	$z = 0.9 \times d = 621 \text{ mm}$
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$v_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 0.7 \text{ N/mm}^2$
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.000$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = 0.120 \text{ N/mm}^2$ $k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.538$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 0.00 \text{ kN}$
Tensione minima di taglio:	$v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.334 \text{ N/mm}^2$
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:	$N_{Ed} = 0.0 \text{ kN}$
Area della sezione trasversale in cls:	$A_C = b_w \times h = 750000 \text{ mm}^2$
Tensione sulla sezione per azione assiale:	$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = 0.000 \text{ N/mm}^2$ $k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):	$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 230.40 \text{ kN}$
Per la sezione in oggetto risulta quindi:	$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 230.40 \text{ kN}$ (NTC2018, eq. 4.1.23) $V_{Ed} / V_{Rd} = 1.960 > 1 "$

***Sono necessarie apposite armature di cucitura a taglio***

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

Tensione di snervamento delle armature a taglio:	$f_{ywk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza acciaio:	$\gamma_s = 1.15$ (NTC2018 p.to 4.1.2.1.1.3)
Tensione di progetto degli acciai a taglio:	$f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018 eq. 4.1.5)
Angolo di inclinazione della armature a taglio rispetto all'asse longitudinale dell'elemento a verifica:	$\alpha = 90.0^\circ$
Fattore di riduzione (EC2 p.to 6.2.3(3), NTC2018):	$v_1 = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.54$
Coefficiente d'interazione assiale:	$\alpha_{cw} = 1.00$ (EC2 p.to 6.2.3(3))
Inclinazione della biella convezionale compressa:	$\theta = \max(0.5 \times \text{Asin}(2 \times v_{Ed} / (\alpha_{cw} \times f_{cd} \times v_1)), 21.8^\circ) = 21.8^\circ$
Area dell'armatura a taglio richiesta (EC2 eq. 6.13):	$A_{sw,req} = v_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = 743 \text{ mm}^2/m$

progettazione ati:

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

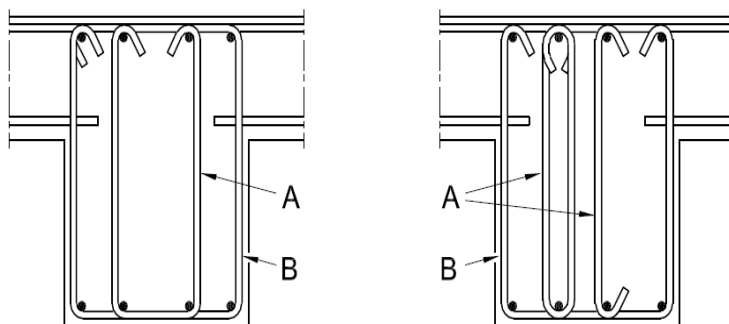
Area minima di armatura di cucitura a taglio (secondo norma):

$$A_{sw,min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck}/1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{ywk} \times b_w \times \sin(\alpha) = 889 \text{ mm}^2/\text{m}$$

**Progetto armatura a taglio (schema generale rappresentato per elementi tipo “trave”)**

Legenda

- A Alternative per staffe interne
- B Staffe di chiusura



← Schema sezione e staffe (caso “trave”)

Area dell’armatura a taglio (min) da disporre:

$$A_{sw} = \max(A_{sw,req}, A_{sw,min}) = 889 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Numero di bracci per sezione armata a taglio:

$$N_{bracci} = 3 \text{ (per singola sezione trasversale)}$$

Diametro ferro armatura a taglio:

$$\phi_{staffa} = 10 \text{ mm}$$

Passo (longitudinale) armature a taglio:

$$s = 200 \text{ mm (in direzione longitudinale all’elemento a taglio)}$$

Area staffatura effettivamente disposta:

$$A_{sw,eff} / s = 1178 \text{ mm}^2/\text{m}$$

**OK - Quantitativo di armatura di cucitura a taglio idonea**

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

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

Max passo longitudinale insiem di staffe:

$$s_{l,max,p} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = 518 \text{ mm (EC2, eq. 9.9 – piastre)}$$

Max passo longitudinale ferri piegati:

$$s_{l,max,fp} = d = 690 \text{ mm (EC2, eq. 9.10 – piastre)}$$

Max distanza trasversale armature taglio:

$$s_{t,max,p} = 1.5 \times d = 1035 \text{ mm (EC2, p.to 9.3.2(5) – piastre)}$$

**Riassunto degli esiti delle verifiche per solo taglio**

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

Verifiche SLU/SLV	Area armature a taglio richieste EC2 eq. 6.13	Area armature a taglio minima da norma EC2 eqq. 9.4-9.5N	Armatura a taglio effettivamente disposta

progettazione ati:

$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$A_{sw,req} / s [mm^2/m]$	$A_{sw,min} [mm^2/m]$	$A_{sw,eff} / s [mm^2/m]$
<b>1.960</b>	<b>743</b>	<b>889</b>	<b>1178</b>

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

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

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

## 9.4 Verifica eccezionale urto bandiera spalla

Si verificano le armature orizzontali (esterne) reagenti alla sezione di incastro della bandiera della spalla con le estremità libere dei muri di risvolto. Si considera la combinazione eccezionale per urto di veicolo in svio:  $q_8$ . Geometria della sezione di incastro della bandiera:

Altezza all'incastro:  $H_{band} = 230$  cm (S + R, da geometria spalla più sollecitata)  
Larghezza all'incastro:  $B_{band} = 75$  cm (s, da geometria spalla più sollecitata)  
Sviluppo orizzontale della bandiera:  $L_{band} = 200$  cm (Q, da geometria spalla più sollecitata)

**NOTA:** la geometria della bandiera presenta una rastremazione dal bordo inferiore di attacco fino alla zona terminale di altezza (in verticale) pari a  $S = 100$  cm. Per semplicità e sicurezza, per il calcolo delle spinte dei terreni, si considera una superficie quadrangolare di area  $H_{band} \times L_{band} = 4.60$  m<sup>2</sup>. Si ha, nel caso in oggetto:

Carico lineare per urto:  $H_{urto} = (100 \text{ kN}) / (1.25 \text{ m}) = 80.00$  kN/m  
Entità del carico superficiale distribuito:  $Q_{k2} = 2 \times 200 \text{ kN} = 400$  kN ("schema di carico 2")  
Altezza spalla (elevazione + fondazione):  $H_{spalla} = 806$  cm  
Sviluppo in pianta parete risvolto:  $B_{risvolto} = 490$  cm  
Spessore bandiera:  $s_{band} = 75$  cm (s, da geometria spalla)  
Valore angolo di attrito terreni imbarco:  $\phi = 35^\circ$   
Angolo di inclinazione cuneo di spinta attiva:  $\alpha_{attiva} = 45^\circ + \phi/2 = 62.5^\circ$   
Larghezza cuneo di spinta attiva (tergo muro risv.):  $x = H_{spalla} / \tan(\alpha_{attiva}) = 4.20$  m  
Estensione in pianta della zona di urto:  $b_{urto} = 1.25 \text{ m} \times 3 = 3.75$  m  
Superficie orizzontale di distribuzione del carico:  $S_x = x \times b_{urto} = 15.73$  m<sup>2</sup>  
Carico distribuito equivalente (sch. carico 2):  $q_{k2} = Q_{k2} / S_x = 25.42$  kN/m<sup>2</sup>  
Pressione orizzontale litostatica (sch. carico 2):  $q_{k2,H} = k_0 \times q_{k2} = 10.84$  kN/m<sup>2</sup>

→ Azione risultante orizz. su bandiera (sch. 2):  $R_{q2,H} = q_{k2,H} \times H_{band} \times L_{band} = 49.9$  kN (valore caratteristico)

Peso specifico terreni:  $\gamma = 18.00$  kN/m<sup>3</sup>  
Coefficiente di spinta "a riposo":  $k_0 = 1 - \sin(\phi) = 0.426$   
Quota A del terreno, sezione inferiore incastro:  $h_v = H_{band} = 2.30$  m  
Pressione caratteristica spinta "a riposo" in A:  $\sigma_{p0} = k_0 \times \gamma \times h_v = 17.65$  kN/m<sup>2</sup>

→ Azione risultante orizzontale su bandiera:  $R_{\sigma p0} = 0.5 \times \sigma_{p0} \times h_v \times L_{band} = 40.60$  kN

→ Azione risultante orizzontale su bandiera:  $R_{urto} = H_{urto} \times L_{band} = 160.00$  kN

progettazione ati:



**Sollecitazioni di progetto eccezionale (verifica flessione armature esterne orizzontali) – per metro lineare di incastro**

Sollecitazione flettente (eccezionale):	$M_{Ed,ecc} = [(0.5 \times L_{band} \times R_{q2,H}) + [(h_V / 3) \times R_{cp0}] + (0.5 \times L_{band} \times R_{urto})] / H_{band} = 104.78 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione di taglio (eccezionale):	$V_{Ed,ecc} = (R_{q2,H} + R_{cp0} + R_{urto}) / H_{band} = 108.90 \text{ kN/m}$

**Fattori di progetto e armatura tesa**

Copri ferro (max) armature tese:	$c = 50 \text{ mm}$
Tensione di snervamento acciai armature:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza acciai:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
Altezza utile sezione resistente all'incastro:	$d_A = B_{band} - c = 700 \text{ mm}$
Armatura longitudinale tesa orizzontale richiesta:	$A_{s1,H} = M_{Ed,ecc} / [0.9 \times d_A \times f_{yd}] = 425 \text{ mm}^2/\text{m}$

**9.4.1 Verifica taglio su sezione di incastro**

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

Larghezza (minima) della sezione a taglio:	$b_w = 1000 \text{ mm}$
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = 750 \text{ mm}$
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = 690 \text{ mm}$
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14.2 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq.3.15, NTC2018)
Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:	$A_{sl} = 1570 \text{ mm}^2$ (valore nullo, quando ignorata per sicurezza)
Massimo taglio di progetto (SLU/SLV):	$V_{Ed,0} = 108.9 \text{ kN}$ (da analisi, senza considerare sovrarresistenza)
Tipo di elemento a verifica:	piastra (soletta)
Tipo di "Classe di Duttilità" scelta (NTC2018):	"ignorata"
Valore assunto per il coeff. di sovrarresistenza:	$\gamma_{Rd} = 1.00$ (valore di $V_{Ed,0}$ già comprensivo o ignorato)
Valore assunto del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times V_{Ed,0} = 108.9 \text{ kN}$ (secondo NTC2018, tab. 7.2.1)
Braccio di leva a flessione:	$z = 0.9 \times d = 621 \text{ mm}$
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$v_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 0.2 \text{ N/mm}^2$
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.002$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = 0.120 \text{ N/mm}^2$ $k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.538$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 227.38 \text{ kN}$
Tensione minima di taglio:	$v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.334 \text{ N/mm}^2$
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:	$N_{Ed} = 0.0 \text{ kN}$
Area della sezione trasversale in cls:	$A_C = b_w \times h = 750000 \text{ mm}^2$
Tensione sulla sezione per azione assiale:	$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = 0.000 \text{ N/mm}^2$ $k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):	$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 230.40 \text{ kN}$

progettazione ati:

Per la sezione in oggetto risulta quindi:

$$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = \mathbf{230.40 \text{ kN}} \text{ (NTC2018, eq. 4.1.23)}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} = \mathbf{0.473} \text{ " } \leq \mathbf{1} \text{ "}$$

**OK - Non necessarie apposite armature di cucitura a taglio**

#### Riassunto degli esiti delle verifiche per solo taglio

La sezione dell'elemento a verifica non necessita di particolari armature di cucitura a taglio. Di seguito, i valori di riferimento per staffatura minima di norma EC2.

<b>Limiti armature per elementi "piastra"</b>	<b>Limiti armature per elementi "trave"</b>
(EC2 eqq. 9.4-9.5N)	(EC2 p.to 9.2.2, eqq. 9.4-9.5N)
Max passo longitudinale insiemi di staffe: $S_{l,max\_p} = \mathbf{518 \text{ mm}}$	Max passo longitudinale armature a taglio: $S_{l,max} = \mathbf{518 \text{ mm}}$
Max passo longitudinale ferri piegati: $S_{l,max\_fp} = \mathbf{690 \text{ mm}}$	Max distanza trasversale bracci armature taglio: $S_{t,max} = \mathbf{518 \text{ mm}}$
Max distanza trasversale armature taglio: $S_{t,max\_p} = \mathbf{1035 \text{ mm}}$	-

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

progettazione ati:

## 9.5 Verifica elementi muri di risvolto

### 9.5.1 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 rigidezza della fondazione è maggiore di quella dei muri di risvolto che quindi sono stati considerati incastrati alla base. Per la spinta statica del terrapieno su parti strutturali di contenimento fondate su pali, si accetta l'ipotesi di spinta "a riposo", con distribuzione triangolare con risultante orizzontale  $\sigma_{0,t} = \gamma \lambda_0 h$ , con  $\lambda_0 = 1 - \sin \varphi$ . Qui, in questo caso, si assume  $\varphi = 35^\circ$ .

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

### 9.5.2 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":

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

Sovraccarico in superficie (caratteristico):

$$Q_k = 25.0 \text{ kN/m}^2$$

Altezza muri di risvolto (dir. y-y):

$$h = 6.26 \text{ m}$$

Larghezza muro di risvolto (dir. x-x):

$$b = 4.90 \text{ m}$$

Spessore muro di risvolto:

$$s_m = 75 \text{ cm}$$

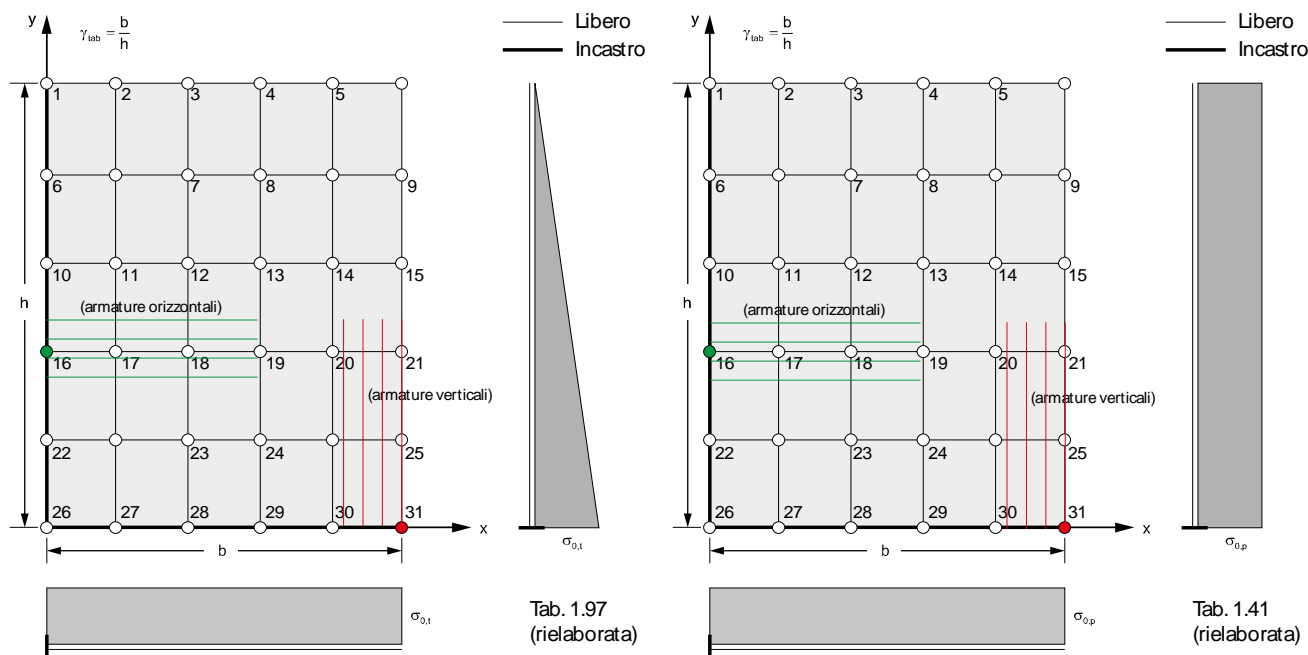


Figura 1 – Schemi di carico delle spinte delle terre sul muro di risvolto. Calcolo da abachi di R. Bares

Valore del coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = 0.317 \text{ (NTC2018, eqq. 7.11.3, 7.11.5)}$$

Valore dell'incremento sismico (formula di Wood):

$$\sigma_{W,SLV} = k_h \times h \times \gamma = 35.72 \text{ kN/m}^2$$

Pressione del sovraccarico sul terrapieno:

$$\sigma_{0,p} = k_0 \times Q_k = 10.66 \text{ kN/m}^2$$

Risultante sovraccarico sul terrapieno (per m lin.):

$$R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 66.74 \text{ kN/m (valore caratteristico orizzontale)}$$

Pressione terreni allo spiccato del muro di risvolto:

$$\sigma_{0,t} = \gamma \times k_0 \times h = 48.05 \text{ kN/m}^2$$

Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.):

$$R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 150.39 \text{ kN/m (valore caratteristico orizzontale)}$$

**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:

### 9.5.3 Formulazione per il calcolo delle sollecitazioni taglianti e flettenti

Rapporto dimensioni muro di risvolto:  $\gamma_{tab} = b/h = 0.78$

#### Coefficienti tab. 1.97 (Richard Bares)

Coefficiente momento infl. x-x (carico triangolare):  $\alpha_{x16} = -0.0640$   
 Coefficiente momento infl. y-y (carico triangolare):  $\alpha_{y31} = -0.0896$   
 Coefficiente taglio x-x (carico triangolare):  $r_{x16} = 0.3176$   
 Coefficiente taglio y-y (carico triangolare):  $r_{y31} = 0.5505$

#### Coefficienti tab. 1.41 (Richard Bares)

Coefficiente momento infl. x-x (carico costante):  $\beta_{x16} = -0.1468$   
 Coefficiente momento infl. y-y (carico costante):  $\beta_{y31} = -0.2076$   
 Coefficiente taglio x-x (carico costante):  $s_{x16} = 0.5217$   
 Coefficiente taglio y-y (carico costante):  $s_{y31} = 1.1288$

#### Carichi e sollecitazioni per combinazione SLV

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):  $q_{SLV,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 48.05 \text{ kN/m}^2$   
 Massima pressione allo spiccatto (costante):  $q_{SLV,c} = 1.0 \times \sigma_{W,SLV} = 35.72 \text{ kN/m}^2$   
 Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:  $M_{Ed,SLV,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLV,t} + \beta_{x16} \times q_{SLV,c}) \times b^2 = -199.73 \text{ kNm/m}$   
 Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:  $M_{Ed,SLV,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLV,t} + \beta_{y31} \times q_{SLV,c}) \times h^2 = -459.30 \text{ kNm/m}$   
 Sollecitazione di taglio su sez. x-x:  $V_{Ed,SLV,x} = (r_{y31} \times q_{SLV,t} + s_{y31} \times q_{SLV,c}) \times h = 417.99 \text{ kN/m}$   
 Sollecitazione di taglio su sez. y-y:  $V_{Ed,SLV,y} = (r_{x16} \times q_{SLV,t} + s_{x16} \times q_{SLV,c}) \times b = 166.09 \text{ kN/m}$

#### Carichi e sollecitazioni per combinazione SLU

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):  $q_{SLU,t} = 1.3 \times \sigma_{0,t} = 62.46 \text{ kN/m}^2$   
 Massima pressione allo spiccatto (costante):  $q_{SLU,c} = 1.5 \times \sigma_{0,p} = 15.99 \text{ kN/m}^2$   
 Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:  $M_{Ed,SLU,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLU,t} + \beta_{x16} \times q_{SLU,c}) \times b^2 = -152.35 \text{ kNm/m}$   
 Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:  $M_{Ed,SLU,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLU,t} + \beta_{y31} \times q_{SLU,c}) \times h^2 = -349.42 \text{ kNm/m}$   
 Sollecitazione di taglio su sez. x-x:  $V_{Ed,SLU,x} = (r_{y31} \times q_{SLU,t} + s_{y31} \times q_{SLU,c}) \times h = 328.26 \text{ kN/m}$   
 Sollecitazione di taglio su sez. y-y:  $V_{Ed,SLU,y} = (r_{x16} \times q_{SLU,t} + s_{x16} \times q_{SLU,c}) \times b = 138.09 \text{ kN/m}$

#### Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-rara

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):  $q_{SLE,r,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 48.05 \text{ kN/m}^2$   
 Massima pressione allo spiccatto (costante):  $q_{SLE,r,c} = 1.0 \times \sigma_{0,p} = 10.66 \text{ kN/m}^2$   
 Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:  $M_{Ed,SLE,r,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,r,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,r,c}) \times b^2 = -111.41 \text{ kNm/m}$   
 Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:  $M_{Ed,SLE,r,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE,r,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE,r,c}) \times h^2 = -255.44 \text{ kNm/m}$

#### Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-frequente

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):  $q_{SLE,f,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 48.05 \text{ kN/m}^2$   
 Massima pressione allo spiccatto (costante):  $q_{SLE,f,c} = 0.75 \times \sigma_{0,p} = 8.00 \text{ kN/m}^2$   
 Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:  $M_{Ed,SLE,f,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,f,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,f,c}) \times b^2 = -102.02 \text{ kNm/m}$   
 Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:  $M_{Ed,SLE,f,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE,f,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE,f,c}) \times h^2 = -233.76 \text{ kNm/m}$

#### Carichi e sollecitazioni per combinazione per SLE-quasi permanente

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):  $q_{SLE,qp,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 48.05 \text{ kN/m}^2$   
 Massima pressione allo spiccatto (costante):  $q_{SLE,qp,c} = 0.0 \times \sigma_{0,p} = 0.00 \text{ kN/m}^2$   
 Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:  $M_{Ed,SLE,qp,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,qp,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,qp,c}) \times b^2 = -73.83 \text{ kNm/m}$   
 Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:  $M_{Ed,SLE,qp,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE,qp,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE,qp,c}) \times h^2 = -168.71 \text{ kNm/m}$

### 9.5.4 Sollecitazioni di calcolo per le verifiche di resistenza

#### 9.5.4.1 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:  $M_{Ed,x} = \max(\text{abs}(M_{Ed,SLV,x}), \text{abs}(M_{Ed,SLU,x})) = 199.73 \text{ kNm/m}$   
 SLE-rara (armature orizzontali):  $M_{Ed,SLE,r,x} = 111.41 \text{ kNm/m}$   
 SLE-frequente (armature orizzontali):  $M_{Ed,SLE,f,x} = 102.02 \text{ kNm/m}$   
 SLE-quasi permanente (armature orizzontali):  $M_{Ed,SLE,qp,x} = 73.83 \text{ kNm/m}$

SLU/SLV per armature portanti verticali:  $M_{Ed,y} = \max(\text{abs}(M_{Ed,SLV,y}), \text{abs}(M_{Ed,SLU,y})) = 459.30 \text{ kNm/m}$   
 SLE-rara (armature verticali):  $M_{Ed,SLE,r,y} = 255.44 \text{ kNm/m}$

progettazione ati:

SLE-frequente (armature verticali):	$M_{Ed,SLE_f,y} = 233.76$ kNm/m
SLE-quasi permanente (armature verticali):	$M_{Ed,SLE_{qp},y} = 168.71$ kNm/m
SLU/SLV per verifica cls a taglio (no armatura):	$V_{Ed,xy} = \max(V_{Ed,SLV,x}, V_{Ed,SLU,x}, V_{Ed,SLV,y}, V_{Ed,SLU,y}) = 417.99$ kN/m

## 9.5.5 Verifiche strutturali

### 9.5.5.1 Verifica armature orizzontali (max nei nodi 16 e 17)

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

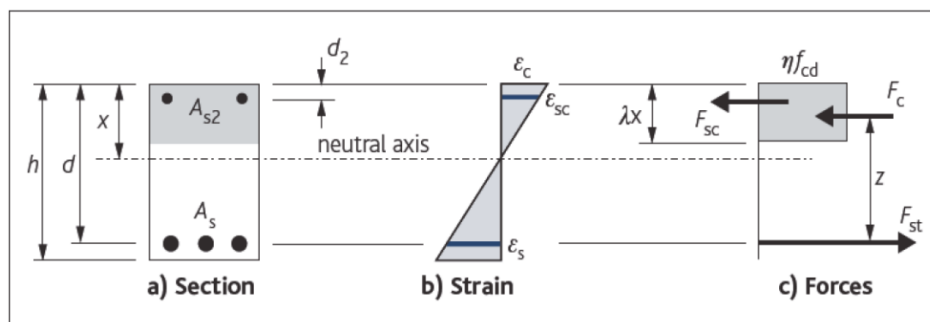
**D.M. 17/01/2018** – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

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

**Nota:** nelle 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:	<b>(elemento strutturale)</b>
Tipo di elemento a verifica:	<b>"piastra piena"</b>
Larghezza sezione (a verifica):	$b = 1000$ mm
Altezza sezione (a verifica):	$h = 750$ mm
Copriferro nominale (dalle barre più esterne):	$c_{nom} = 50$ mm
Diametro delle barre di ripartizione/staffe:	$\phi_{staf\_Rip} = 0$ mm (generalmente, intese come esterne alle barre longitudinali portanti. Di valore nullo, solo quando considerate portanti a verifica)
Armatura longitudinale disposta (tesa):	$A_s = 5\phi 20$ (correnti) + $0\phi 20$ (spezzoni)
Armatura longitudinale disposta (compressa):	$A_{s2} = 5\phi 20$ (correnti) + $0\phi 20$ (spezzoni)
Distanza baricentro armature tese:	$d_1 = c_{nom} + \phi_{staf\_Rip} + 0.5 \times \max(\phi_{min}, \phi_{max}) = 60$ mm (da lembo cls maggiormente teso, su sezione integra)
Distanza baricentro armature compresse:	$d_2 = c_{nom} + \phi_{staf\_Rip} + 0.5 \times \max(\phi_{min,c}, \phi_{max,c}) = 60$ mm (da lembo cls maggiormente compresso)
Altezza utile della sezione inflessa (in difetto):	$d = h - d_1 = 690$ mm (utilizzata nei calcoli di verifica)



← Schema di calcolo sezione

#### Sollecitazioni flettente e tagliante per verifiche allo SLU/SLV (NTC2018)

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	$M_{Ed} = 199.7$ kNm (da analisi)
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV):	$V_{Ed,0} = 0.0$ kN (da analisi, al netto della sovraresistenza)
Tipo di "Classe di Duttilità" scelta (NTC2018):	<b>"ignorata"</b>
Valore assunto per il coeff. di sovraresistenza:	$\gamma_{Rd} = 1.00$ (valore di $V_{Ed,0}$ già comprensivo o ignorato)
Valore assunto del taglio di progetto (SLU/SLV):	$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times V_{Ed,0} = 0.0$ kN (formalmente, per NTC2018, tab. 7.2.1)

progettazione ati:

### Sollecitazioni flettenti per verifiche allo SLE (NTC2018)

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 73.8$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 102.0$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 111.4$ kNm

### Limiti ampiezze caratteristiche di fessurazione (comunque non maggiori in rif. NTC2018 p.to 4.1.2.2.4(c))

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)

### Fattori moltiplicativi (comunque non maggiori in rif. NTC2018 al p.to 4.1.2.2.5.1)

Fattore moltiplicativo tensione $f_{ck}$ (verifica SLE):	$\kappa_{RA,c} = 0.60$ (comb. rara, max tensioni cls compresso)
Fattore moltiplicativo tensione $f_{ck}$ (verifica SLE):	$\kappa_{QP,c} = 0.45$ (comb. quasi permanente, max tensioni cls compresso)
Fattore moltiplicativo tensione $f_{yk}$ (verifica SLE):	$\kappa_{RA,s} = 0.80$ (comb. rara, max tensioni acciaio, teso e compresso)

### Tensioni massime SLE (comunque non maggiori in rif. NTC2018 al p.to 4.1.2.2.5.1)

Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = \kappa_{RA,c} \times f_{ck} = 19.20$ N/mm <sup>2</sup> (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = \kappa_{QP,c} \times f_{ck} = 14.40$ N/mm <sup>2</sup> (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = \kappa_{RA,s} \times f_{yk} = 360.0$ N/mm <sup>2</sup> (NTC2018, eq. 4.1.17).

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

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck} = 32$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40$ N/mm <sup>2</sup>
Classe di resistenza cls:	<b>C32/40</b> (NTC2018, tab. 4.1.1)
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ N/mm <sup>2</sup> = <b>40</b> N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm} = 0.30$ N/mm <sup>2</sup> $\times (f_{ck} / 1$ N/mm <sup>2</sup> ) <sup>2/3</sup> = <b>3.02</b> N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.12$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95} = 1.3 \times f_{ctm} = 3.93$ N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm} = 22000$ N/mm <sup>2</sup> $\times (f_{cm} / 10$ N/mm <sup>2</sup> ) <sup>0.3</sup> = <b>33346</b> N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale sicurezza cls:	$\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, p.to 4.1.2.1.1.4)
Coefficiente a lungo termine (azioni di trazione):	$\alpha_{ct} = 1.00$ (EC2 eq. 3.16)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05} / \gamma_c = 1.41$ N/mm <sup>2</sup> (da NTC2018, eq. 4.1.4)
Coefficiente a lungo termine (azioni di compress.):	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018 eq. 4.1.3)
Resistenz di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13$ N/mm <sup>2</sup> (NTC2018, eq. 4.1.3)
Valore resistenza effettiva a trazione:	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.02$ N/mm <sup>2</sup>

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

Momento flettente di progetto applicato:	$M_{Ed} = 199.7$ kNm
Larghezza della sezione (a verifica):	$b = 1000$ mm
Altezza effettiva della sezione:	$h = 750$ mm
Altezza utile della sezione:	$d = 690$ 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):	$x_u = (\delta - 0.4) \times d = 414$ mm
Massimo valore del coefficiente K:	$K_{max} = 1 / 3.53 = 0.283$
Coefficiente K (momento agente adimensionale):	$K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = 0.013$
Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls):	$K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = 0.208$

**OK - Valore di K congruente (sezione geometrica e altezza compatibili)**

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

### Area di armature tesa richiesta (sezione ad armatura singola)

Tensione di snervamento acciai armature:	$f_{yk} = 450$ N/mm <sup>2</sup>
Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
Braccio di leva (armatura singola):	$z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{[1 - 3.53 \times K]}, 0.95) \times d = 656$ mm
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ N/mm <sup>2</sup>

progettazione ati:



Area armature tese richieste (armatura singola):  $A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = 779 \text{ mm}^2$   
 Armatura singola (armat. compressa):  $A_{s2,req} = 0 \text{ mm}^2$  **"(non serve armatura compressa)"**  
 **$K \leq K'$  - Sono sufficienti le sole armature a trazione**

**Minimi quantitativi di armatura tesa, per verifica fessurazione senza calcolo diretto (EC2 p.to 7.3.2 - 7.3.3)**

Coefficiente di distribuzione delle tensioni:  $k_c = 0.40$   
 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:  $A_{ct} = b \times (h - x_u) = 336000 \text{ mm}^2$   
 Numero bracci armature di cucitura:  $N_{bracci} = 3$  (considerate come totali presenti)  
 Parametro geometrico armature tese:  $n_i = (n_{min} + n_{max}) / (N_{bracci} - 1) = 3$   
 Ampiezza fessure imposta per questa verifica:  $w_k = 0.30 \text{ mm}$  (secondo valori in tab. 7.3N)  
 Massima spaziatura tra barre a trazione:  $s_{max} = (b - (2 \times C_{nom} + N_{bracci} \times \phi_{staffa} + n_i \times \max(\phi_{min}, \phi_{max}))) / (n_i - 1) = 547 \text{ mm}$   
 Parametro di max tensione di riferimento:  $\sigma_{s0} = 400 \text{ N/mm}^2$  (corrispondente per  $w_k$  dai valori in tab. 7.3N)  
 Massima tensione nelle armature tese:  $\sigma_{s,1} = -0.8 \text{ N/mm}^2 \times s_{max} + \sigma_{s0} = -37 \text{ N/mm}^2$  (da prospetto 7.3N)  
 Diametro max prevedibile per barre in trazione:  $\phi_s^* = 22 \text{ mm}$  (EC2, come riferimento da prospetto 7.2N)  
 Massima tensione nelle armature tese:  $\sigma_{s,2} = 205 \text{ N/mm}^2$  (in funzione di  $\phi_s^*$ , secondo valori in tab. 7.2N)  
 Massima tensione ammessa nelle armature:  $\sigma_s = (\sigma_{s,1} + \sigma_{s,2}) / 2 = 84 \text{ N/mm}^2$  (valore medio riscontrabile subito dopo la formazione della fessura)  
 Altezza zona tesa prima della fessurazione:  $h_{cr} = h/2 = 375 \text{ mm}$  (approssimato, per sezione rettangolare inflessa)  
 Diametro massimo modificato (barre tese):  $\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 28.7 \text{ mm}$  (per sezione inflessa)  
 Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1):  $A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 3159 \text{ mm}^2$   
**Armatura a trazione da calcolo minore del necessario:  $A_{s1,req} < A_{s,min}$ . Richiesto calcolo diretto della fessurazione.**

**Aree armature tesa e compressa richieste (calcolo resistenza stato limite ultimo)**

Armature richieste da considerare (calcolo):  $A_{s1,req,eff} = A_{s1,req} = 779 \text{ mm}^2$  (in trazione)  
 $A_{s2,req,eff} = 0 \text{ mm}^2$  (in compressione)

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

Numero barre (base) a compressione in sezione:  $n_{min,c} = 5$   
 Diametro barre (base) in compressione:  $\phi_{min,c} = 20 \text{ mm}$   
 Numero barre (aggiuntive) a compressione:  $n_{max,c} = 0$   
 Diametro barre (aggiuntive) in compressione:  $\phi_{max,c} = 20 \text{ mm}$   
 Barre di armatura compressa disposta ( $A_{s2,prov}$ ):  $5\phi 20$  (diffusa) +  $0\phi 20$  (spezzoni)  
 Area armature (effettive) in zona compressa:  $A_{s2,prov} = 1570 \text{ mm}^2$   
 Numero barre (base) a trazione in sezione:  $n_{min} = 5$   
 Diametro barre (base) a trazione:  $\phi_{min} = 20 \text{ mm}$   
 Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione:  $n_{max} = 0$   
 Diametro barre (aggiuntive) a trazione:  $\phi_{max} = 20 \text{ mm}$   
 Barre di armatura tesa disposta ( $A_{s,prov}$ ):  $5\phi 20$  (diffusa) +  $0\phi 20$  (spezzoni)  
 Area armature (effettive presenti) in zona tesa:  $A_{s,prov} = 1570 \text{ mm}^2$   
 Coefficiente per condizione di aderenza:  $\eta_1 = 0.7$  (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)  
 $\eta_2 = 1.0$  (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 (EC2 eq. 7.12):  $\phi_{longit} = ((n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) + (n_{min,c} \times \phi_{min,c} + n_{max,c} \times \phi_{max,c})) / (n_{min} + n_{max} + n_{min,c} + n_{max,c}) = 20.0 \text{ mm}$  (diametro di riferimento, assunto)  
 Lunghezza di ancoraggio base (EC2 eq. 8.3):  $l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 704 \text{ mm}$   
 $l_{b,rqd} = 80 \text{ cm}$  (arrotondato in eccesso)  
 $l_{b,rqd} = 40\phi$   
 Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base):  
 Lunghezza minima di ancoraggio (compressione):  $l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 21 \text{ cm}$   
 Lunghezza minima di ancoraggio (trazione):  $l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 42 \text{ cm}$   
 Momento resistente SLU/SLV:  $M_{Rd} = z \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 402.7 \text{ kNm}$   
 $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.496 \leq 1$

progettazione ati:

**OK - Armatura disposta in trazione sufficiente**

Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N):  $A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 1205 \text{ mm}^2$   
 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 compresa 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:  $b_t = b = 1000 \text{ mm}$   
 Area armatura minima (piastra):  $A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 1205 \text{ mm}^2$   
 Area sezione trasversale calcestruzzo:  $A_c = b \times h = 750000 \text{ mm}^2$   
 Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni):  $A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = 30000 \text{ mm}^2$   
 Area armature (effettive presenti) in zona tesa:  $A_{s,prov} = 1570 \text{ mm}^2$   
**OK - Armatura tesa entro i limiti:  $A_{s,min,pl} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max,pl}$**

Passo (effettivo) delle armature principali: **200 mm** (max effettivamente assunto, tra tese e compresse)

**Armature a flessione (passo massimo delle barre a flessione, EC2 p.to 9.3.1.1(3))**

Passo delle barre per armatura principale:  $s_{max,slabs,I} = \min(3 \times h, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$   
 Passo delle barre per armatura secondaria:  $s_{max,slabs,II} = \min(3.5 \times h, 450 \text{ mm}) = 450 \text{ mm}$   
**OK - Passo delle armature longitudinali principali idoneo**

**Armature a flessione (passo delle barre per carichi concentrati e momento massimo, EC2 p.to 9.3.1.1(3))**

Passo delle barre per armatura principale:  $s_{max,slabs,I} = \min(2 \times h, 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$   
 Passo delle barre per armatura secondaria:  $s_{max,slabs,II} = \min(3 \times h, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$   
**OK - Passo delle armature longitudinali principali idoneo**

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

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):  $M_{QP} = 73.8 \text{ kNm}$   
 Sollecitazione flettente (comb. frequente):  $M_{FR} = 102.0 \text{ kNm}$   
 Sollecitazione flettente (comb. rara):  $M_{RA} = 111.4 \text{ kNm}$   
 Resistenza a compressione cls (comb. rara):  $\sigma_{c,rara} = k_{RA,c} \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$  (NTC2018, eq. 4.1.15)  
 Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):  $\sigma_{c,Qperm} = k_{QP,c} \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$  (NTC2018, eq. 4.1.16)  
 Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):  $\sigma_{s,max} = k_{RA,s} \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$  (NTC2018, eq. 4.1.17)  
 Altezza totale sezione inflessa:  $h = 750 \text{ mm}$   
 Altezza utile sezione inflessa:  $d = 690 \text{ mm}$   
 Larghezza sezione inflessa:  $b = 1000 \text{ mm}$   
 Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso:  $d_2 = 60 \text{ mm}$   
 Armatura superiore compressa (presente):  $A_f' = A_{s2,prov} = 1570 \text{ mm}^2$   
 Armatura inferiore tesa (presente):  $A_f = A_{s,prov} = 1570 \text{ mm}^2$   
 Coefficiente di omogenizzazione:  $n_- = 15$  (lungo periodo)  
 Parametro "a<sub>1</sub>" (posizione):  $a_1 = n_- \times (A_f' + A_f) / b = 47 \text{ mm}$   
 Parametro "e<sub>1</sub>" (posizione):  $e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = 1177500 \text{ mm}^3$   
 Parametro "c<sub>1</sub>" (posizione):  $c_1 = n_- \times (A_f' + A_f)^2 = 147894000 \text{ mm}^4$   
 Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.):  $y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = 147 \text{ mm}$   
 Tensione massima cls compresso (comb. rara):  $\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_- \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2) / y] = 2.00 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione massima acciai tesi (comb. rara):  $\sigma_{s,RA,tesi} = n_- \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = 110.99 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione massima acciai compressi (comb. rara):  $\sigma_{s,RA,compr} = n_- \times \sigma_{c,RA} \times (y - d_2) / y = 17.70 \text{ N/mm}^2$   
 Max tensione acciai (compressione o trazione):  $\sigma_{s,RA} = \max(\sigma_{s,RA,tesi}, \sigma_{s,RA,compr}) = 110.99 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione massima cls compresso (comb. QP):  $\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 1.32 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione massima cls compresso (comb. FR):  $\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 1.83 \text{ N/mm}^2$   
 Risultata, quindi:  $\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.308 < 1$   
 $\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.092 < 1$   
 $\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.104 < 1$   
**OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato**

progettazione ati:

**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)	$x = 147$ mm (da lembo compresso)
Altezza effettiva dell'area di cls in trazione:	$h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = 150$ mm (EC2, p.to 7.3.2(3))
Area barre disposte in zona tesa:	$A_{s,prov} = 1570$ mm <sup>2</sup>
Area barre disposte in zona compressa:	$A_{s2,prov} = 1570$ mm <sup>2</sup>
Copriferro (effettivo) armature longitudinali:	$c = c_{nom} + \phi_{staf\_Rip} = 50$ mm
Momento in combinazione quasi-permanente:	$M_{QP} = 73.8$ kNm
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL\_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = 0.37$
Tensione di esercizio QP nelle armature tese:	$\sigma_{s\_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL\_QP} = 72$ N/mm <sup>2</sup>
Momento in combinazione rara:	$M_{FR} = 102.0$ kNm
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL\_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = 0.51$
Tensione di esercizio FR nelle armature tese:	$\sigma_{s\_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL\_FR} = 99$ N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.0$ N/mm <sup>2</sup> (valore di trazione efficace)
Modulo di elasticità secante del cls:	$E_{cm} = 33346$ N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità acciaio:	$E_s = 200000$ N/mm <sup>2</sup>
Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls):	$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.00$
Diametro (equivalente) armature longitudinali tese:	$\phi_{eq} = (\rho_{min} \times \phi_{min}^2 + \rho_{max} \times \phi_{max}^2) / (\rho_{min} \times \phi_{min} + \rho_{max} \times \phi_{max}) = 20$ mm
Area effettiva del cls in trazione:	$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = 150000$ mm <sup>2</sup>
Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10):	$\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = 0.010$
Fattore di durata del carico:	$k_t = 0.4$ (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:	$s_{s,tese} = b / (\rho_{min} + \rho_{max}) = 200$ mm
Spaziatura armatura aderente $> 5 \times (c_{nom} + \phi_{eq}/2)$ ?:	<b>"no"</b>
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11):	$s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = 231$ mm
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14):	$s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = 784$ mm
Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore:	$s_{r,max} = 231$ mm
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8):	$W_{k\_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s\_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s\_QP} / E_s]$
	$W_{k\_QP} = 0.05$ 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):**

$W_{k\_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s\_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s\_FR} / E_s]$
$W_{k\_FR} = 0.07$ mm
Risulta, per combinazione frequente:
$W_k \leq W_{k,max\_FR}$

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

**Riassunto degli esiti delle verifiche per sola flessione**

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU/SLV, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche). Le verifiche sono state condotte 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)		
$M_{Ed} / M_{Rd}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
<b>0.496</b>	<b>0.248</b>	<b>0.229</b>	<b>0.308</b>	<b>0.092</b>	<b>0.104</b>

**Nota bene** : Il pedice "s" sta per "acciaio" (in trazione o compressione, a seconda del valore di tensione maggiore riscontrato), il pedice "c" sta per calcestruzzo maggiormente compresso.

progettazione ati:

### 9.5.5.2 Verifica armature verticali (max nei nodi 30 e 31)

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

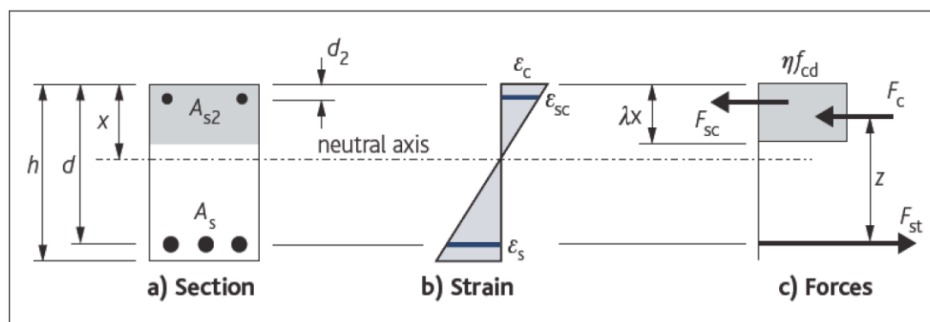
**D.M. 17/01/2018** – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

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

**Nota:** nelle 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:	<b>(elemento strutturale)</b>
Tipo di elemento a verifica:	<b>"piastra piena"</b>
Larghezza sezione (a verifica):	<b>b = 1000 mm</b>
Altezza sezione (a verifica):	<b>h = 750 mm</b>
Copriferro nominale (dalle barre più esterne):	<b>c<sub>nom</sub> = 50 mm</b>
Diametro delle barre di ripartizione/staffe:	<b>φ<sub>staf_Rip</sub> = 20 mm</b> (generalmente, intese come esterne alle barre longitudinali portanti. Di valore nullo, solo quando considerate portanti a verifica)
Armatura longitudinale disposta (tesa):	<b>A<sub>s</sub> = 5φ22 (correnti) + 0φ22 (spezzoni)</b>
Armatura longitudinale disposta (compressa):	<b>A<sub>s2</sub> = 5φ22 (correnti) + 0φ22 (spezzoni)</b>
Distanza baricentro armature tese:	<b>d<sub>1</sub> = c<sub>nom</sub> + φ<sub>staf_Rip</sub> + 0.5 × max(φ<sub>min</sub>, φ<sub>max</sub>) = 81 mm</b> (da lembo cls maggiormente teso, su sezione integra)
Distanza baricentro armature compresse:	<b>d<sub>2</sub> = c<sub>nom</sub> + φ<sub>staf_Rip</sub> + 0.5 × max(φ<sub>min,c</sub>, φ<sub>max,c</sub>) = 81 mm</b> (da lembo cls maggiormente compresso)
Altezza utile della sezione inflessa (in difetto):	<b>d = h – d<sub>1</sub> = 669 mm</b> (utilizzata nei calcoli di verifica)



← Schema di calcolo sezione

#### Sollecitazioni flettente e tagliante per verifiche allo SLU/SLV (NTC2018)

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	<b>M<sub>Ed</sub> = 459.3 kNm</b> (da analisi)
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV):	<b>V<sub>Ed,0</sub> = 418.0 kN</b> (da analisi, al netto della sovraresistenza)
Tipo di "Classe di Duttilità" scelta (NTC2018):	<b>"ignorata"</b>
Valore assunto per il coeff. di sovraresistenza:	<b>γ<sub>Rd</sub> = 1.00</b> (valore di V <sub>Ed,0</sub> già comprensivo o ignorato)
Valore assunto del taglio di progetto (SLU/SLV):	<b>V<sub>Ed</sub> = γ<sub>Rd</sub> × V<sub>Ed,0</sub> = 418.0 kN</b> (formalmente, per NTC2018, tab. 7.2.1)

#### Sollecitazioni flettenti per verifiche allo SLE (NTC2018)

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	<b>M<sub>QP</sub> = 168.7 kNm</b>
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	<b>M<sub>FR</sub> = 233.8 kNm</b>
Sollecitazione flettente (comb. rara):	<b>M<sub>RA</sub> = 255.4 kNm</b>

progettazione ati:

**Limiti ampiezze caratteristiche di fessurazione (comunque non maggiori in rif. NTC2018 p.to 4.1.2.2.4(c))**

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)

**Fattori moltiplicativi (comunque non maggiori in rif. NTC2018 al p.to 4.1.2.2.5.1)**

Fattore moltiplicativo tensione  $f_{ck}$  (verifica SLE):  $\kappa_{RA,c} = 0.60$  (comb. rara, max tensioni cls compresso)  
 Fattore moltiplicativo tensione  $f_{ck}$  (verifica SLE):  $\kappa_{QP,c} = 0.45$  (comb. quasi permanente, max tensioni cls compresso)  
 Fattore moltiplicativo tensione  $f_{yk}$  (verifica SLE):  $\kappa_{RA,s} = 0.80$  (comb. rara, max tensioni acciaio, teso e compresso)

**Tensioni massime SLE (comunque non maggiori in rif. NTC2018 al p.to 4.1.2.2.5.1)**

Resistenza a compressione cls (comb. rara):  $\sigma_{c,rara} = \kappa_{RA,c} \times f_{ck} = 19.20$  N/mm<sup>2</sup> (NTC2018, eq. 4.1.15)  
 Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):  $\sigma_{c,Qperm} = \kappa_{QP,c} \times f_{ck} = 14.40$  N/mm<sup>2</sup> (NTC2018, eq. 4.1.16)  
 Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):  $\sigma_{s,max} = \kappa_{RA,s} \times f_{yk} = 360.0$  N/mm<sup>2</sup> (NTC2018, eq. 4.1.17).

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

Resistenza cilindrica cls:  $f_{ck} = 32$  N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza cubica cls:  $f_{ck,cube} = 40$  N/mm<sup>2</sup>  
 Classe di resistenza cls: **C32/40** (NTC2018, tab. 4.1.1)  
 Valore medio resistenza cilindrica a compressione:  $f_{cm} = f_{ck} + 8$  N/mm<sup>2</sup> = **40** N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza media a trazione cls:  $f_{ctm} = 0.30$  N/mm<sup>2</sup>  $\times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3.02$  N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):  $f_{ctk,0.05} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.12$  N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):  $f_{ctk,0.95} = 1.3 \times f_{ctm} = 3.93$  N/mm<sup>2</sup>  
 Modulo di elasticità secante cls:  $E_{cm} = 22000$  N/mm<sup>2</sup>  $\times (f_{cm} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 33346$  N/mm<sup>2</sup>  
 Coefficiente parziale sicurezza cls:  $\gamma_c = 1.50$  (NTC2018, p.to 4.1.2.1.1.4)  
 Coefficiente a lungo termine (azioni di trazione):  $\alpha_{ct} = 1.00$  (EC2 eq. 3.16)  
 Resistenza di calcolo a trazione (cls):  $f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.41$  N/mm<sup>2</sup> (da NTC2018, eq. 4.1.4)  
 Coefficiente a lungo termine (azioni di compress.):  $\alpha_{cc} = 0.85$  (NTC2018 eq. 4.1.3)  
 Resistenz di calcolo a compressione (cls):  $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13$  N/mm<sup>2</sup> (NTC2018, eq. 4.1.3)  
 Valore resistenza effettiva a trazione:  $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.02$  N/mm<sup>2</sup>

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

Momento flettente di progetto applicato:  $M_{Ed} = 459.3$  kNm  
 Larghezza della sezione (a verifica):  $b = 1000$  mm  
 Altezza effettiva della sezione:  $h = 750$  mm  
 Altezza utile della sezione:  $d = 669$  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):  $x_{Ud} = (\delta - 0.4) \times d = 401$  mm  
 Massimo valore del coefficiente K:  $K_{max} = 1 / 3.53 = 0.283$   
 Coefficiente K (momento agente adimensionale):  $K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = 0.032$   
 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:  $f_{yk} = 450$  N/mm<sup>2</sup>  
 Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio:  $\gamma_s = 1.15$   
 Braccio di leva (armatura singola):  $z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{[1 - 3.53 \times K]}, 0.95) \times d = 636$  mm  
 Tensione di progetto acciai armature:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$  N/mm<sup>2</sup>  
 Area armature tese richieste (armatura singola):  $A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = 1847$  mm<sup>2</sup>  
 Armatura singola (armat. compressa):  $A_{s2,req} = 0$  mm<sup>2</sup> **"(non serve armatura compressa)"**  
 **$K \leq K'$  - Sono sufficienti le sole armature a trazione**

progettazione ati:



**Minimi quantitativi di armatura tesa, per verifica fessurazione senza calcolo diretto (EC2 p.to 7.3.2 - 7.3.3)**

Coefficiente di distribuzione delle tensioni:	$K_C = 0.40$
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:	$A_{ct} = b \times (h - x_u) = 348600 \text{ mm}^2$
Numero bracci armature di cucitura:	$N_{bracci} = 4$ (considerate come totali presenti)
Parametro geometrico armature tese:	$n_{_i} = (n_{min} + n_{max}) / (N_{bracci} - 1) = 2$
Ampiezza fessure imposta per questa verifica:	$w_k = 0.30 \text{ mm}$ (secondo valori in tab. 7.3N)
Massima spaziatura tra barre a trazione:	$s_{max} = (b - (2 \times c_{nom} + N_{bracci} \times \phi_{staffa} + n_{_i} \times \max(\phi_{min}, \phi_{max}))) / (n_{_i} - 1) = 1235 \text{ mm}$
Parametro di max tensione di riferimento:	$\sigma_{s0} = 400 \text{ N/mm}^2$ (corrispondente per $w_k$ dai valori in tab. 7.3N)
Massima tensione nelle armature tese:	$\sigma_{s,1} = -0.8 \text{ N/mm}^2 \times s_{max} + \sigma_{s0} = -588 \text{ N/mm}^2$ (da prospetto 7.3N)
Diametro max prevedibile per barre in trazione:	$\phi_s^* = 22 \text{ mm}$ (EC2, come riferimento da prospetto 7.2N)
Massima tensione nelle armature tese:	$\sigma_{s,2} = 205 \text{ N/mm}^2$ (in funzione di $\phi_s^*$ , secondo valori in tab. 7.2N)
Massima tensione ammessa nelle armature:	$\sigma_s = (\sigma_{s,1} + \sigma_{s,2}) / 2 = -192 \text{ N/mm}^2$ (valore medio riscontrabile subito dopo la formazione della fessura)
Altezza zona tesa prima della fessurazione:	$h_{cr} = h/2 = 375 \text{ mm}$ (approssimato, per sezione rettangolare inflessa)
Diametro massimo modificato (barre tese):	$\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times K_C \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 21.2 \text{ mm}$ (per sezione inflessa)
Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1):	$A_{s,min} = K_C \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = -1429 \text{ mm}^2$

**OK - Armatura a trazione da calcolo superiore al minimo:  $A_{s1,req} \geq A_{s,min}$ . Non necessario calcolo diretto della fessurazione se diametro barre tese minore di  $\phi_s$ .**

**Aree armature tesa e compressa richieste (calcolo resistenza stato limite ultimo)**

Armature richieste da considerare (calcolo):	$A_{s1,req,eff} = A_{s1,req} = 1847 \text{ mm}^2$ (in trazione)
	$A_{s2,req,eff} = 0 \text{ mm}^2$ (in compressione)

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

Numero barre (base) a compressione in sezione:	$n_{min,c} = 5$
Diametro barre (base) in compressione:	$\phi_{min,c} = 22 \text{ mm}$
Numero barre (aggiuntive) a compressione:	$n_{max,c} = 0$
Diametro barre (aggiuntive) in compressione:	$\phi_{max,c} = 22 \text{ mm}$
Barre di armatura compressa disposta ( $A_{s2,prov}$ ):	$5\phi 22$ (diffusa) + $0\phi 22$ (spezzoni)
Area armature (effettive) in zona compressa:	$A_{s2,prov} = 1900 \text{ mm}^2$
Numero barre (base) a trazione in sezione:	$n_{min} = 5$
Diametro barre (base) a trazione:	$\phi_{min} = 22 \text{ mm}$
Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione:	$n_{max} = 0$
Diametro barre (aggiuntive) a trazione:	$\phi_{max} = 22 \text{ mm}$
Barre di armatura tesa disposta ( $A_{s,prov}$ ):	$5\phi 22$ (diffusa) + $0\phi 22$ (spezzoni)
Area armature (effettive presenti) in zona tesa:	$A_{s,prov} = 1900 \text{ mm}^2$
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 (EC2 eq. 7.12):	$\phi_{longit} = ((n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) + (n_{min,c} \times \phi_{min,c} + n_{max,c} \times \phi_{max,c})) / (n_{min} + n_{max} + n_{min,c} + n_{max,c}) = 22.0 \text{ mm}$ (diametro di riferimento, assunto)
Lunghezza di ancoraggio base (EC2 eq. 8.3):	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 774 \text{ mm}$ $l_{b,rqd} = 80 \text{ cm}$ (arrotondato in eccesso)
Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base):	$l_{b,rqd} = 37\phi$
Lunghezza minima di ancoraggio (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 23 \text{ cm}$
Lunghezza minima di ancoraggio (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 46 \text{ cm}$
Momento resistente SLU/SLV:	$M_{Rd} = Z \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 472.5 \text{ kNm}$ $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.972 \leq 1$

**OK - Armatura disposta in trazione sufficiente**

Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N):	$A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 1169 \text{ mm}^2$
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:	$b_t = b = 1000$ mm
Area armatura minima (piastra):	$A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 1169$ mm <sup>2</sup>
Area sezione trasversale calcestruzzo:	$A_c = b \times h = 750000$ mm <sup>2</sup>
Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni):	$A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = 30000$ mm <sup>2</sup>
Area armature (effettive presenti) in zona tesa:	$A_{s,prov} = 1900$ mm <sup>2</sup>
	<b>OK - Armatura tesa entro i limiti: <math>A_{s,min,pl} \leq A_{s,min,pl} &lt; A_{s,max,pl}</math></b>
Passo (effettivo) delle armature principali:	<b>200</b> mm (max effettivamente assunto, tra tese e compresse)

**Armature a flessione (passo massimo delle barre a flessione, EC2 p.to 9.3.1.1(3))**

Passo delle barre per armatura principale:	$s_{max,slabs,I} = \min(3 \times h, 400$ mm) = <b>400</b> mm
Passo delle barre per armatura secondaria:	$s_{max,slabs,II} = \min(3.5 \times h, 450$ mm) = <b>450</b> mm
	<b>OK - Passo delle armature longitudinali principali idoneo</b>

**Armature a flessione (passo delle barre per carichi concentrati e momento massimo, EC2 p.to 9.3.1.1(3))**

Passo delle barre per armatura principale:	$s_{max,slabs,I} = \min(2 \times h, 250$ mm) = <b>250</b> mm
Passo delle barre per armatura secondaria:	$s_{max,slabs,II} = \min(3 \times h, 400$ mm) = <b>400</b> mm
	<b>OK - Passo delle armature longitudinali principali idoneo</b>

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

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 168.7$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 233.8$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 255.4$ kNm
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = \kappa_{RA,c} \times f_{ck} = 19.20$ N/mm <sup>2</sup> (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = \kappa_{QP,c} \times f_{ck} = 14.40$ N/mm <sup>2</sup> (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = \kappa_{RA,s} \times f_{yk} = 360.0$ N/mm <sup>2</sup> (NTC2018, eq. 4.1.17)
Altezza totale sezione inflessa:	$h = 750$ mm
Altezza utile sezione inflessa:	$d = 669$ mm
Larghezza sezione inflessa:	$b = 1000$ mm
Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso:	$d_2 = 81$ mm
Armatura superiore compressa (presente):	$A_f' = A_{s2,prov} = 1900$ mm <sup>2</sup>
Armatura inferiore tesa (presente):	$A_f = A_{s,prov} = 1900$ mm <sup>2</sup>
Coefficiente di omogenizzazione:	$n_- = 15$ (lungo periodo)
Parametro "a <sub>1</sub> " (posizione):	$a_1 = n_- \times (A_f' + A_f) / b = 57$ mm
Parametro "e <sub>1</sub> " (posizione):	$e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = 1425000$ mm <sup>3</sup>
Parametro "c <sub>1</sub> " (posizione):	$c_1 = n_- \times (A_f' + A_f)^2 = 216600000$ mm <sup>4</sup>
Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.):	$y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = 157$ mm
Tensione massima cls compresso (comb. rara):	$\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_- \times A_f' \times (y - d_2)] \times (d - d_2) / y = 4.51$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima acciai tesi (comb. rara):	$\sigma_{s,RA,tesi} = n_- \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = 219.59$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima acciai compressi (comb. rara):	$\sigma_{s,RA,compr} = n_- \times \sigma_{c,RA} \times (y - d_2) / y = 32.83$ N/mm <sup>2</sup>
Max tensione acciai (compressione o trazione):	$\sigma_{s,RA} = \max(\sigma_{s,RA,tesi}, \sigma_{s,RA,compr}) = 219.59$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima cls compresso (comb. QP):	$\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 2.98$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima cls compresso (comb. FR):	$\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 4.12$ N/mm <sup>2</sup>
Risulta, quindi:	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.610$ " $\leq 1$ "
	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.207$ " $\leq 1$ "
	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.235$ " $\leq 1$ "
	<b>OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato</b>

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

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente):	$w_{k,max\_QP} = 0.20$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Max apertura fessure (comb. frequente):	$w_{k,max\_FR} = 0.30$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Larghezza della sezione:	$b = 1000$ mm
Posizione asse neutro (elastico)	$x = 157$ mm (da lembo compresso)
Altezza effettiva dell'area di cls in trazione:	$h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = 198$ mm (EC2, p.to 7.3.2(3))

progettazione ati:

Area barre disposte in zona tesa:	$A_{s,prov} = 1900 \text{ mm}^2$
Area barre disposte in zona compressa:	$A_{s2,prov} = 1900 \text{ mm}^2$
Copriferro (effettivo) armature longitudinali:	$C = C_{nom} + \phi_{staf\_Rip} = 70 \text{ mm}$
Momento in combinazione quasi-permanente:	$M_{QP} = 168.7 \text{ kNm}$
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL\_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = 0.37$
Tensione di esercizio QP nelle armature tese:	$\sigma_{s\_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL\_QP} = 140 \text{ N/mm}^2$
Momento in combinazione rara:	$M_{FR} = 233.8 \text{ kNm}$
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL\_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = 0.51$
Tensione di esercizio FR nelle armature tese:	$\sigma_{s\_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL\_FR} = 194 \text{ N/mm}^2$
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.0 \text{ N/mm}^2$ (valore di trazione efficace)
Modulo di elasticità secante del cls:	$E_{cm} = 33346 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità acciaio:	$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls):	$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.00$
Diametro (equivalente) armature longitudinali tese:	$\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = 22 \text{ mm}$
Area effettiva del cls in trazione:	$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = 197509 \text{ mm}^2$
Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10):	$\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = 0.010$
Fattore di durata del carico:	$k_t = 0.4$ (EC2, p.to 7.3.4(2))
Coefficiente aderenza armature:	$k_1 = 0.2$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente di distribuzione deformazioni:	$k_2 = 0.5$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente $k_3$ :	$k_3 = 3.4$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente $k_4$ :	$k_4 = 0.425$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Spaziatura barre tese disposte:	$s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = 200 \text{ mm}$
Spaziatura armatura aderente $> 5 \times (C_{nom} + \phi_{eq}/2)$ ?:	"no"
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11):	$s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = 311 \text{ mm}$
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14):	$s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = 770 \text{ mm}$
Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore:	$s_{r,max} = 311 \text{ mm}$
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8):	$W_{k\_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s\_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s\_QP} / E_s]$
	$W_{k\_QP} = 0.13 \text{ mm}$
Risulta, per combinazione quasi-permanente:	$W_{k\_QP} \leq W_{k,max\_QP}$

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

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

$$W_{k\_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s\_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s\_FR} / E_s]$$

$$W_{k\_FR} = 0.18 \text{ mm}$$

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)**

Larghezza (minima) della sezione a taglio:	$b_w = 1000 \text{ mm}$
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = 750 \text{ mm}$
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = 669 \text{ mm}$
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.1 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq.3.15, NTC2018)
Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende	di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio: $A_{sl} = 2454 \text{ mm}^2$ (valore nullo, quando ignorata per sicurezza)
Massimo taglio di progetto (SLU/SLV):	$V_{Ed,0} = 418.0 \text{ kN}$ (da analisi, senza considerare sovrarresistenza)
Tipo di elemento a verifica:	piastra (soletta)
Tipo di "Classe di Duttilità" scelta (NTC2018):	"ignorata"
Valore assunto per il coeff. di sovrarresistenza:	$\gamma_{Rd} = 1.00$ (valore di $V_{Ed,0}$ già comprensivo o ignorato)
Valore assunto del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times V_{Ed,0} = 418.0 \text{ kN}$ (secondo NTC2018, tab. 7.2.1)
Braccio di leva a flessione:	$z = 0.9 \times d = 602 \text{ mm}$
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$V_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 0.7 \text{ N/mm}^2$
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.004$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = 0.120 \text{ N/mm}^2$
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.547$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1) $V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 282.21 \text{ kN}$

progettazione ati:

Tensione minima di taglio:  $v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = \mathbf{0.381 \text{ N/mm}^2}$   
 Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:  
 $N_{Ed} = \mathbf{0.0 \text{ kN}}$   
 Area della sezione trasversale in cls:  $A_C = b_w \times h = \mathbf{750000 \text{ mm}^2}$   
 Tensione sulla sezione per azione assiale:  $\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = \mathbf{0.000 \text{ N/mm}^2}$   
 $k_1 = 0.15 \text{ (NTC2018, eq. 4.1.23)}$   
 Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):  $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = \mathbf{254.80 \text{ kN}}$   
 Per la sezione in oggetto risulta quindi:  $V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = \mathbf{282.21 \text{ kN (NTC2018, eq. 4.1.23)}$   
 $V_{Ed} / V_{Rd} = \mathbf{1.481} > 1$

**Sono necessarie apposite armature di cucitura a taglio**

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

Tensione di snervamento delle armature a taglio:  $f_{ywk} = \mathbf{500 \text{ N/mm}^2}$   
 Fattore parziale di sicurezza acciaio:  $\gamma_s = \mathbf{1.15}$  (NTC2018 p.to 4.1.2.1.1.3)  
 Tensione di progetto degli acciai a taglio:  $f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s = \mathbf{434.8 \text{ N/mm}^2}$  (NTC2018 eq. 4.1.5)  
 Angolo di inclinazione della armature a taglio rispetto all'asse longitudinale dell'elemento a verifica:  
 $\alpha = \mathbf{90.0^\circ}$   
 Fattore di riduzione (EC2 p.to 6.2.3(3), NTC2018):  $v_1 = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = \mathbf{0.52}$   
 Coefficiente d'interazione assiale:  $\alpha_{cw} = \mathbf{1.00}$  (EC2 p.to 6.2.3(3))  
 Inclinazione della biella convezionale compressa:  $\theta = \max(0.5 \times A_{sin}(2 \times v_{Ed} / (\alpha_{cw} \times f_{cd} \times v_1)), 21.8^\circ) = \mathbf{21.8^\circ}$   
 Area dell'armatura a taglio richiesta (EC2 eq. 6.13):  $A_{sw,req} = v_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = \mathbf{639 \text{ mm}^2/m}$

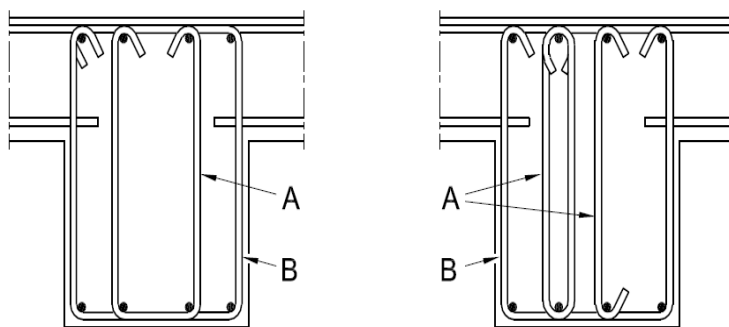
**Area minima e aree di cucitura da disporre a taglio (EC2 eqq. 9.4-9.5N)**

Area minima di armatura di cucitura a taglio (secondo norma):  
 $A_{sw,min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck}/1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{ywk} \times b_w \times \sin(\alpha) = \mathbf{905 \text{ mm}^2/m}$

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

Legenda

- A Alternative per staffe interne
- B Staffe di chiusura



← Schema sezione e staffe (caso "trave")

Area dell'armatura a taglio (min) da disporre:  $A_{sw} = \max(A_{sw,req}, A_{sw,min}) = \mathbf{905 \text{ mm}^2/m}$   
 Numero di bracci per sezione armata a taglio:  $N_{bracci} = \mathbf{4}$  (per singola sezione trasversale)  
 Diametro ferro armatura a taglio:  $\phi_{staffa} = \mathbf{10 \text{ mm}}$   
 Passo (longitudinale) armature a taglio:  $s = \mathbf{200 \text{ mm}}$  (in direzione longitudinale all'elemento a taglio)  
 Area staffatura effettivamente disposta:  $A_{sw,eff} / s = \mathbf{1571 \text{ mm}^2/m}$

**OK - Quantitativo di armatura di cucitura a taglio idonea**

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

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

Max passo longitudinale insieme di staffe:  $S_{l,max_p} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = \mathbf{502 \text{ mm}}$  (EC2, eq. 9.9 – piastre)  
 Max passo longitudinale ferri piegati:  $S_{l,max_fp} = d = \mathbf{669 \text{ mm}}$  (EC2, eq. 9.10 – piastre)

progettazione ati:

Max distanza trasversale armature taglio:  $s_{t,max\_p} = 1.5 \times d = 1004$  mm (EC2, p.to 9.3.2(5) – piastre).

#### Riassunto degli esiti delle verifiche a flessione e a taglio

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU/SLV, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche). Le verifiche sono state condotte 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)		
$M_{Ed} / M_{Rd}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
<b>0.972</b>	<b>0.652</b>	<b>0.602</b>	<b>0.610</b>	<b>0.207</b>	<b>0.235</b>

Verifiche SLU/SLV	Area armature a taglio richieste EC2 eq. 6.13	Area armature a taglio minima da norma EC2 eqq. 9.4-9.5N	Armatura a taglio effettivamente disposta/necessaria
$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$A_{sw,req} / s$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{sw,min}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{sw,eff} / s$ [mm <sup>2</sup> /m]
<b>1.481</b>	<b>639</b>	<b>905</b>	<b>1571</b>

**Nota bene** : Il pedice “s” sta per “acciaio” (in trazione o compressione, a seconda del valore di tensione maggiore riscontrato), 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. Di seguito, i valori limite per una staffatura “fuori calcolo” secondo EC2.

Limiti armature per elementi “piastra” (EC2 eqq. 9.4-9.5N)	Limiti armature per elementi “trave” (EC2 p.to 9.2.2, eqq. 9.4-9.5N)
Max passo longitudinale insiemi di staffe: $s_{l,max\_p} = 502$ mm	Max passo longitudinale armature a taglio: $s_{l,max} = 502$ mm
Max passo longitudinale ferri piegati: $s_{l,max\_fp} = 669$ mm	Max distanza trasversale bracci armature taglio: $s_{t,max} = 502$ mm
Max distanza trasversale armature taglio: $s_{t,max\_p} = 1004$ mm	-

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

## 9.6 Verifica SLU plinto di fondazione su pali: schema sbalzo a mensola tozza

### 9.6.1 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. 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  $\theta$  all'equilibrio (funzione della geometria della soletta e dei pali) e dal diametro del palo stesso.

**NOTA**: nel caso di mediopali, invece, la larghezza della biella convenzionale di calcestruzzo è presa pari all'interasse minimo dei mediopali.

#### 9.6.1.1 Geometria dell'unghia della soletta di fondazione

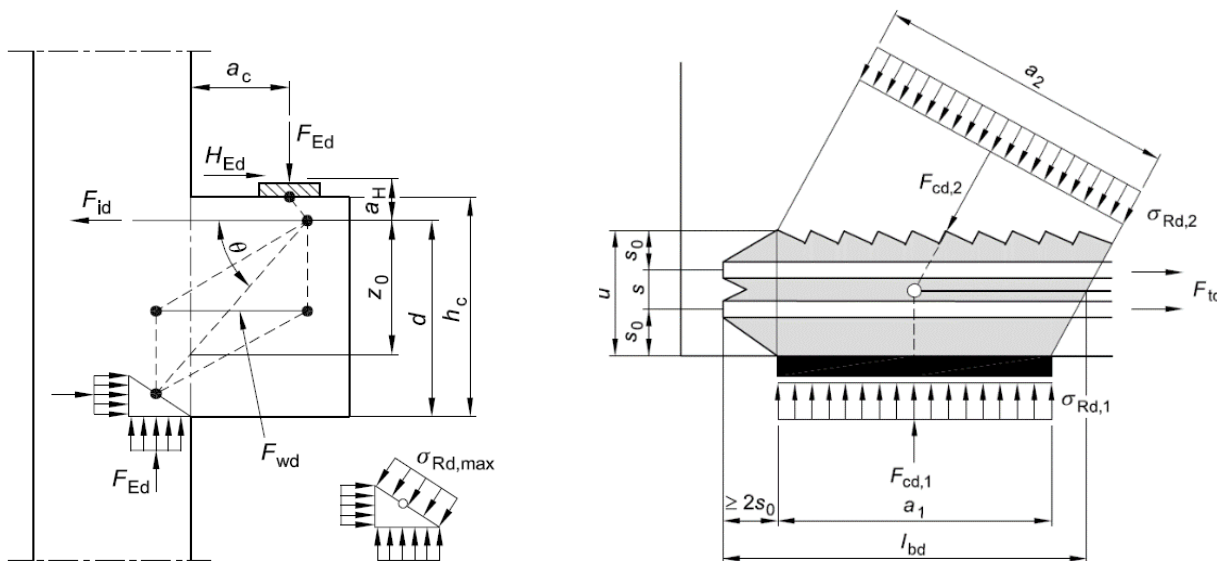
Ampiezza sbalzo da filo parete elevazione:  $a = 2200$  mm  
Diametro pali scelti:  $\phi = 800$  mm

progettazione ati:

Dimensione lato quadrato equivalente sez. palo:	$l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{(\pi)} = \mathbf{709.0 \text{ mm}}$ (per impronta di carico equivalente)
Dimensione impronta carico (equivalente):	$a_1 = l_{eq} = \mathbf{709 \text{ mm}}$
Interasse pali (dir. x-x e y-y):	$i = 3 \times \phi = \mathbf{2400 \text{ mm}}$
Ampiezza mensola tozza (interasse pali):	$b = i = \mathbf{2400 \text{ mm}}$ (si considera la fascia interessata da 1 palo)
Larghezza biella convenzionale compressa:	$b_w = l_{eq} = \mathbf{709 \text{ mm}}$ (quadrato di area equivalente alla sez. del palo)
Altezza (costante) della soletta di fondazione:	$h_c = \mathbf{1800 \text{ mm}}$

### 9.6.1.2 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.



## 9.6.2 Caratteristiche di progetto

### 9.6.2.1 Caratteristiche del materiale calcestruzzo

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

### 9.6.2.2 Dettagli armature

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

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

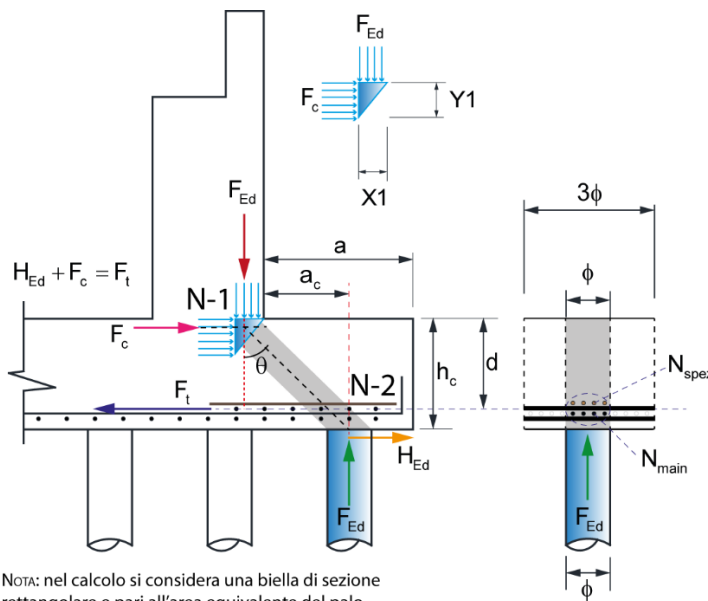
Tra le due combinazioni di carico SLV e SLU si considera quella la cui somma a trazione  $F_{Ed} + H_{Ed}$  (da assorbire alle armature tese del modello tirante-puntone) risulta maggiore. In ogni caso, verranno verificate entrambe le peggiori combinazioni SLU, SLV. In particolare, si ha:

Combinazione di carico considerata:	<b>Nmax + Mmax-SLU_02</b>
Forza assiale trasmessa dal palo:	$F_{Ed} = \mathbf{2089.8 \text{ kN}}$
Forza di taglio agente in testa al palo:	$H_{Ed} = \mathbf{219.4 \text{ kN}}$
Distanza asse palo ( $F_{Ed}$ ) da filo parete elevazione:	$a_c = \mathbf{1000 \text{ mm}}$ (si veda schema in basso)

progettazione ati:



9.6.4 Schema di calcolo, adattato dal modello “Struct and Ties”



9.6.5 Calcolo armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali)

Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione:	$i_{main} = 200 \text{ mm}$
Diametro barre longitudinali (filanti) a trazione:	$\phi_{main} = 25 \text{ mm}$
Diametro ferri di ripartizione (direz. perpendic.):	$\phi_{main,rip} = 25 \text{ mm}$
Diametro barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$\phi_{spez} = 25 \text{ mm}$
Diametro distanziatori (secondo strato rinforzo):	$d_{dist} = \phi_{spez} = 25 \text{ mm}$
Interasse barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$i_{spez} = 200 \text{ mm}$
Numero di barre filanti in trazione in $b_w$ :	$N_{main} = b_w / i_{main} = 3.5$
Numero di spezzoni in trazione in $b_w$ :	$N_{spez} = b_w / i_{spez} = 3.5$
Area armatura effettivamente in trazione:	$A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times \phi_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times \phi_{spez}^2 / 4 = 3480 \text{ mm}^2$
Copriferro nominale (armature più esterne):	$C_{nom} = 45 \text{ mm}$
Copriferro effettivo armature a trazione (tirante):	$C_{nom,eff} = C_{nom} + \phi_{main,rip} = 70 \text{ mm}$
Distanza baricentro strati barre a trazione dal baricentro del primo strato di barre tese più esterne:	$\Delta X_D = \min(\phi_{main}, \phi_{spez}) \times (\phi_{main}/2 + d_{dist} + \phi_{spez}/2) / (\phi_{main} + \phi_{spez}) = 25 \text{ mm}$
Altezza utile da baricentro barre a trazione:	$d = h_c - C_{nom,eff} - \Delta X_D = 1705 \text{ mm}$
Distanza baric. barre da superficie appoggio plinto:	$d_1 = C_{nom,eff} + \Delta X_D = 95 \text{ mm}$

Nodo N-1 - reazioni vincolari interne convenzionali

Fattore di riduzione di tensione – cl.6.5.2(2):	$\nu' = 0.90$
Tensioni nei nodi compressi, cl.6.5.4.(4)a:	$\sigma_{1Rd} = k_1 \times \nu' \times f_{cd} = 12.75 \text{ N/mm}^2$
Larghezza reazione biella compressa verticale:	$X1 = F_{Ed} / (\sigma_{1Rd} \times b_w) = 231.2 \text{ mm}$
Semilarghezza reazione biella verticale per N-1:	$X1 / 2 = 115.6 \text{ mm}$
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):	$Y1 = -(-C2 + (C2^2 - 4 \times C1 \times C3)^{1/2}) / (2 \times C1) = 160.1 \text{ mm}$
Altezza verticale dell'impronta vincolare in N-1:	$Y1 / 2 = 80.1 \text{ mm}$

Angolo di inclinazione della biella convenzionale compressa

$\theta = \text{atan}((d - Y1 / 2) / (a_c + X1 / 2)) = 55.5^\circ$   
 $\tan(\theta) = 1.46$

NOTA - L'angolo  $\theta$  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:  $z = d - Y_1 / 2 = 1625 \text{ mm}$

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

Reazione vincolare interna orizzontale in N-1:  $F_c = Y_1 \times b_w \times \sigma_{1Rd} = 1447.6 \text{ kN}$

Forza vincolare lungo la biella compressa:  $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 2542.2 \text{ kN}$

Secondo Fig.6.27 in EC2, si ha:  $u = 2 \times (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 190 \text{ mm}$

Larghezza della biella compressa – Fig.6.27, EC2:  $a_2 = a_1 \times \sin(\theta) + u \times \cos(\theta) = 692 \text{ mm}$

Tensione nella biella convenzionale compressa:  $\sigma_{str} = F_{str} / (a_2 \times b_w) = 5.18 \text{ N/mm}^2$

Tensione di sicurezza – cl.6.5.4(4) b:  $\sigma_{2Rd} = k_3 \times v' \times f_{cd} = 9.56 \text{ N/mm}^2$

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

**Verifica a schiacciamento biella convenzionale compressa**

Altezza plinto di fondazione nella sezione per  $F_{Ed}$ :  $h_a = h_c = 1800 \text{ mm}$

Distanza effettiva barre nella sezione per  $F_{Ed}$ :  $d_a = h_a - (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 1705 \text{ mm}$

Compressione assiale per sforzo normale nel cls:  $\sigma_{cp} = -H_{Ed} / (b_w \times h_a) = -0.17 \text{ N/mm}^2$

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

Fattore di riduzione resistenza a taglio:  $v_1 = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.540$

Forza vincolare lungo la biella compressa:  $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 2542.2 \text{ kN}$

Massima resistenza a schiacciamento – cl.6.2.3(2):  $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = 4112.3 \text{ kN}$

**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:  $F_t = F_c + H_{Ed} = 1667.0 \text{ kN}$

Controllo quantitative armature a trazione (tirante)

Quantitativo minimo di area di barre a trazione:  $A_{s,main,min} = F_t / f_{yd} = 4260 \text{ mm}^2$

Quantitativo di armatura effettiva disposta:  $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times D_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times D_{spez}^2 / 4 = 4733 \text{ mm}^2$

Rapporto quantitativi di armatura (portante):  $R_{steel} = A_{s,main,min} / A_{s,main} = 0.900$

**OK - Quantitativo di armatura tesa disposta sufficiente**

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

Altezza (costante) della soletta di fondazione:  $h_c = 1800 \text{ mm}$

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

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

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

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

**OK - Massimi interessi armature diffuse rispettati**

**Riepilogo armature disposte (diffuse e concentrate)**

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

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

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

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

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

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

Interasse barre portanti aggiuntive (spezzoni):  $i_{spez} = 200 \text{ mm}$

Numero spezzoni da calcolo (effettivi reagenti):  $N_{spez} = 3.5$  (per palo)

Numero spezzoni aggiuntivi disposti (singolo palo):  $N_{spez,eff} = 4 \phi 25$

**9.7 Verifica SLV plinto di fondazione su pali: schema sbalzo a mensola tozza**

**9.7.1 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. 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  $\theta$  all'equilibrio (funzione della geometria della soletta e dei pali) e dal diametro del palo stesso.

**NOTA:** nel caso di mediopali, invece, la larghezza della biella convenzionale di calcestruzzo è presa pari all'interasse minimo dei mediopali.

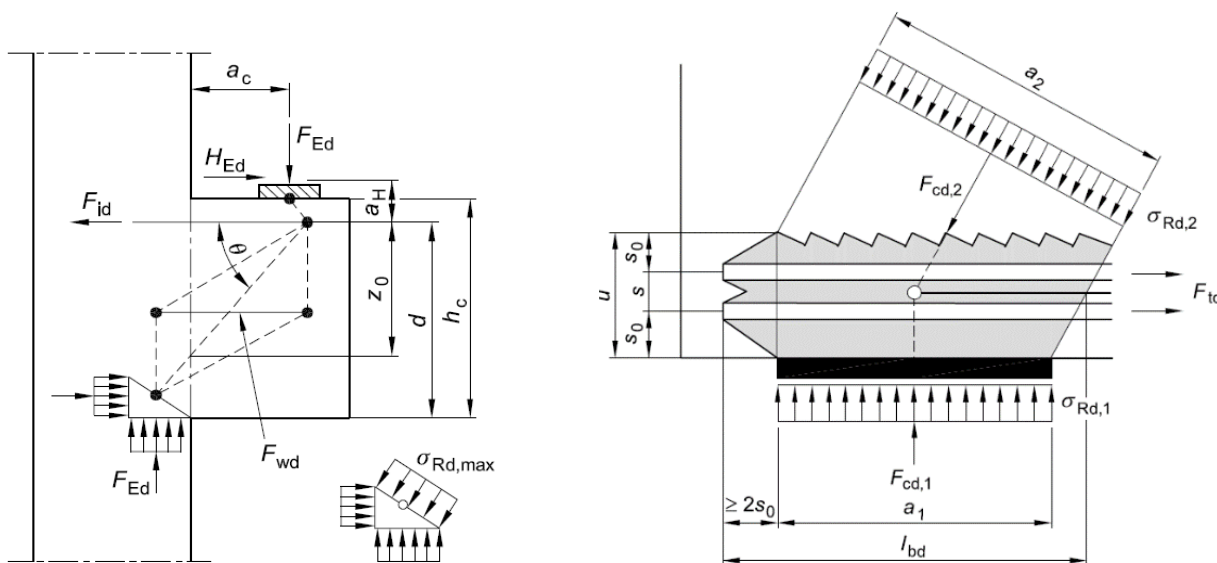
progettazione ati:

### 9.7.1.1 Geometria dell'unghia della soletta di fondazione

Ampiezza sbalzo da filo parete elevazione:	$a = 2200$ mm
Diametro pali scelti:	$\phi = 800$ mm
Dimensione lato quadrato equivalente sez. palo:	$l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{(\pi)} = 709.0$ mm (per impronta di carico equivalente)
Dimensione impronta carico (equivalente):	$a_1 = l_{eq} = 709$ mm
Interasse pali (dir. x-x e y-y):	$i = 3 \times \phi = 2400$ mm
Ampiezza mensola tozza (interasse pali):	$b = i = 2400$ mm (si considera la fascia interessata da 1 palo)
Larghezza biella convenzionale compressa:	$b_w = l_{eq} = 709$ mm (quadrato di area equivalente alla sez. del palo)
Altezza (costante) della soletta di fondazione:	$h_c = 1800$ mm

### 9.7.1.2 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.



## 9.7.2 Caratteristiche di progetto

### 9.7.2.1 Caratteristiche del materiale calcestruzzo

Resistenza caratteristica a compressione:	$f_{ck} = 25$ N/mm <sup>2</sup>
Fattore parziale di sicurezza – Tabella 2.1N:	$\gamma_c = 1.5$
Coefficiente di compressione $\alpha_{cc}$ – cl.3.1.6(1):	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, p.to 4.1.2.1.1)
Resistenza di progetto a compressione - eq.3.15:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ N/mm <sup>2</sup> (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):	$\nu' = [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.90$

### 9.7.2.2 Dettagli armature

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

## 9.7.3 Carico su palo di estremità più sollecitato (SLV)

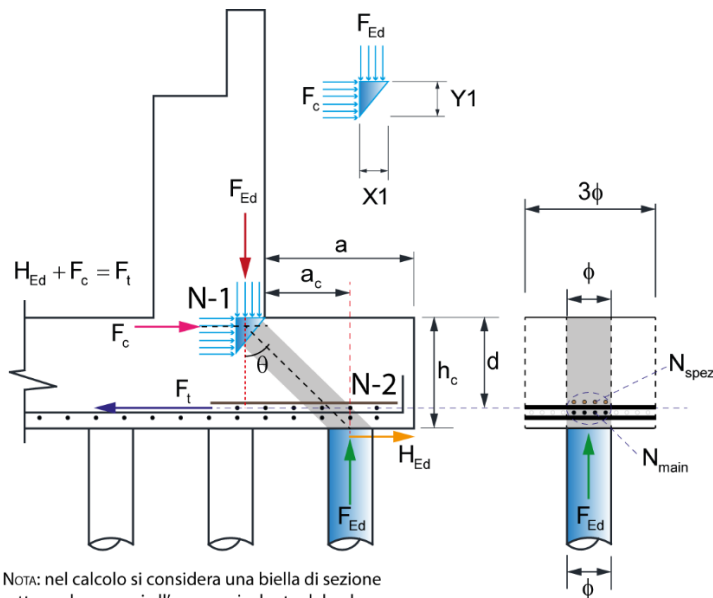
Tra le due combinazioni di carico SLV e SLU si considera quella la cui somma a trazione  $F_{Ed} + H_{Ed}$  (da assorbire alle armature tese del modello tirante-puntone) risulta maggiore. In ogni caso, verranno verificate entrambe le peggiori combinazioni SLU, SLV. In particolare, si ha:

Combinazione di carico considerata:	<b>Nmax + Mmax-SLV_03</b>
Forza assiale trasmessa dal palo:	$F_{Ed} = 1719.7$ kN
Forza di taglio agente in testa al palo:	$H_{Ed} = 451.5$ kN

progettazione ati:

Distanza asse palo ( $F_{Ed}$ ) da filo parete elevazione:  $a_c = 1000$  mm (si veda schema in basso)

### 9.7.4 Schema di calcolo, adattato dal modello “Struct and Ties”



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

### 9.7.5 Calcolo armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali)

Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione:	$i_{main} = 200$ mm
Diametro barre longitudinali (filanti) a trazione:	$\phi_{main} = 25$ mm
Diametro ferri di ripartizione (direz. perpendic.):	$\phi_{main,rip} = 25$ mm
Diametro barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$\phi_{spez} = 25$ mm
Diametro distanziatori (secondo strato rinforzo):	$d_{dist} = \phi_{spez} = 25$ mm
Interasse barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$i_{spez} = 200$ mm
Numero di barre filanti in trazione in $b_w$ :	$N_{main} = b_w / i_{main} = 3.5$
Numero di spezzoni in trazione in $b_w$ :	$N_{spez} = b_w / i_{spez} = 3.5$
Area armatura effettivamente in trazione:	$A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times \phi_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times \phi_{spez}^2 / 4 = 3480$ mm <sup>2</sup>
Copriferro nominale (armature più esterne):	$C_{nom} = 45$ mm
Copriferro effettivo armature a trazione (tirante):	$C_{nom,eff} = C_{nom} + \phi_{main,rip} = 70$ mm
Distanza baricentro strati barre a trazione dal baricentro del primo strato di barre tese più esterne:	$\Delta X_D = \min(\phi_{main}, \phi_{spez}) \times (\phi_{main}/2 + d_{dist} + \phi_{spez}/2) / (\phi_{main} + \phi_{spez}) = 25$ mm
Altezza utile da baricentro barre a trazione:	$d = h_c - C_{nom,eff} - \Delta X_D = 1705$ mm
Distanza baric. barre da superficie appoggio plinto:	$d_1 = C_{nom,eff} + \Delta X_D = 95$ mm

#### Nodo N-1 - reazioni vincolari interne convenzionali

Fattore di riduzione di tensione – cl.6.5.2(2):	$\nu' = 0.90$
Tensioni nei nodi compressi, cl.6.5.4.(4)a:	$\sigma_{1Rd} = k_1 \times \nu' \times f_{cd} = 12.75$ N/mm <sup>2</sup>
Larghezza reazione biella compressa verticale:	$X1 = F_{Ed} / (\sigma_{1Rd} \times b_w) = 190.2$ mm
Semilarghezza reazione biella verticale per N-1:	$X1 / 2 = 95.1$ 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):	$Y1 = -(-C2 + (C2^2 - 4 \times C1 \times C3)^{1/2}) / (2 \times C1) = 129.9$ mm
Altezza verticale dell'impronta vincolare in N-1:	$Y1 / 2 = 65.0$ mm

#### Angolo di inclinazione della biella convenzionale compressa

$$\theta = \text{atan}((d - Y1 / 2) / (a_c + X1 / 2)) = 56.3^\circ$$

progettazione ati:

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

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

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

Braccio di leva interno:  $z = d - Y1 / 2 = 1640 \text{ mm}$

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

Reazione vincolare interna orizzontale in N-1:  $F_c = Y1 \times b_w \times \sigma_{1Rd} = 1174.5 \text{ kN}$

Forza vincolare lungo la biella compressa:  $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 2082.4 \text{ kN}$

Secondo Fig.6.27 in EC2, si ha:  $u = 2 \times (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 190 \text{ mm}$

Larghezza della biella compressa – Fig.6.27, EC2:  $a_2 = a_1 \times \sin(\theta) + u \times \cos(\theta) = 695 \text{ mm}$

Tensione nella biella convenzionale compressa:  $\sigma_{str} = F_{str} / (a_2 \times b_w) = 4.23 \text{ N/mm}^2$

Tensione di sicurezza – cl.6.5.4(4) b:  $\sigma_{2Rd} = k_3 \times v^1 \times f_{cd} = 9.56 \text{ N/mm}^2$

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

#### Verifica a schiacciamento biella convenzionale compressa

Altezza plinto di fondazione nella sezione per  $F_{Ed}$ :  $h_a = h_c = 1800 \text{ mm}$

Distanza effettiva barre nella sezione per  $F_{Ed}$ :  $d_a = h_a - (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 1705 \text{ mm}$

Compressione assiale per sforzo normale nel cls:  $\sigma_{cp} = -H_{Ed} / (b_w \times h_a) = -0.35 \text{ N/mm}^2$

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

Fattore di riduzione resistenza a taglio:  $v_1 = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.540$

Forza vincolare lungo la biella compressa:  $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 2082.4 \text{ kN}$

Massima resistenza a schiacciamento – cl.6.2.3(2):  $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = 4108.0 \text{ kN}$

**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:  $F_t = F_c + H_{Ed} = 1626.0 \text{ kN}$

Controllo quantitative armature a trazione (tirante)

Quantitativo minimo di area di barre a trazione:  $A_{s,main,min} = F_t / f_{yd} = 4155 \text{ mm}^2$

Quantitativo di armatura effettiva disposta:  $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times D_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times D_{spez}^2 / 4 = 4733 \text{ mm}^2$

Rapporto quantitativi di armatura (portante):  $R_{steel} = A_{s,main,min} / A_{s,main} = 0.878$

**OK - Quantitativo di armatura tesa disposta sufficiente**

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

Altezza (costante) della soletta di fondazione:  $h_c = 1800 \text{ mm}$

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

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

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

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

**OK - Massimi interessi armature diffuse rispettati**

#### Riepilogo armature disposte (diffuse e concentrate)

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

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

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

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

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

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

Interasse barre portanti aggiuntive (spezzoni):  $i_{spez} = 200 \text{ mm}$

Numero spezzoni da calcolo (effettivi reagenti):  $N_{spez} = 3.5$  (per palo)

Numero spezzoni aggiuntivi disposti (singolo palo):  $N_{spez,eff} = 4\phi 25$

## 9.8 Verifica platea a punzonamento su palo (per comb. SLV con $N_{SLV,max}$ e con $V_{SLU} < V_{SLV}$ )

### 9.8.1 Modello di calcolo adottato e verifiche

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. Il palo maggiormente sollecitato viene quindi assunto quale pilastro punzonante e il plinto di fondazione su pali quale soletta punzonata. Per semplicità e sicurezza, nella risultante complessiva dell'azione di punzonamento verrà trascurato il contributo del peso di volume di terreno imbarcato, considerando di fatto solo le sollecitazioni

progettazione ati:

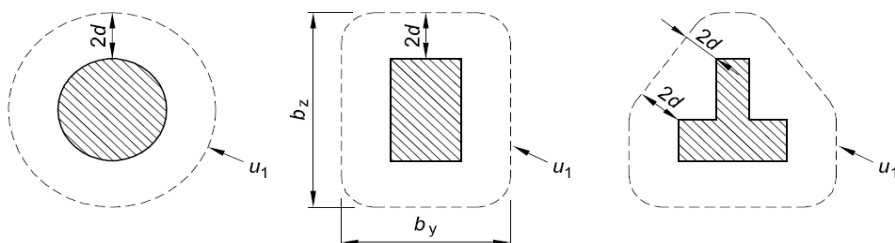
dei pali, ma non interessati dal meccanismo resistente di “mensola tozza” (la cui trattazione è a parte). La situazione più sfavorevole è relativa alla fila interna di pali (due pali di bordo).

**NOTA:** La combinazione di carico maggiormente gravosa SLU è per i pali di bordo (non interessati dal meccanismo di mensola tozza): **Nmax + Mmax-SLV\_03** (con  $P_i = 291.1$  kN,  $M_i = 1399.0$  kNm,  $V_i = 451.3$  kN). Di seguito, la tabella delle azioni assiali su tutti i pali per la combinazione SLV considerata.

PALO	$X_i$ [m]	$Y_i$ [m]	$X_i^*$	$Y_i^*$	$X_i/l_y$	$Y_i/l_x$	$P_i$ [kN]
1	3.60	7.20	12.96	51.84	0.0179	0.0112	1719.34
2	1.20	7.20	1.44	51.84	0.0060	0.0112	1243.26
3	-1.20	7.20	1.44	51.84	-0.0060	0.0112	767.18
4	-3.60	7.20	12.96	51.84	-0.0179	0.0112	291.11
5	3.60	4.80	12.96	23.04	0.0179	0.0074	1697.86
6	1.20	4.80	1.44	23.04	0.0060	0.0074	1221.78
7	-1.20	4.80	1.44	23.04	-0.0060	0.0074	745.70
8	-3.60	4.80	12.96	23.04	-0.0179	0.0074	269.62
9	3.60	2.40	12.96	5.76	0.0179	0.0037	1676.37
10	1.20	2.40	1.44	5.76	0.0060	0.0037	1200.29
11	-1.20	2.40	1.44	5.76	-0.0060	0.0037	724.22
12	-3.60	2.40	12.96	5.76	-0.0179	0.0037	248.14
13	3.60	0.00	12.96	0.00	0.0179	0.0000	1654.89
14	1.20	0.00	1.44	0.00	0.0060	0.0000	1178.81
15	-1.20	0.00	1.44	0.00	-0.0060	0.0000	702.73
16	-3.60	0.00	12.96	0.00	-0.0179	0.0000	226.65
17	3.60	-2.40	12.96	5.76	0.0179	-0.0037	1633.40
18	1.20	-2.40	1.44	5.76	0.0060	-0.0037	1157.32
19	-1.20	-2.40	1.44	5.76	-0.0060	-0.0037	681.25
20	-3.60	-2.40	12.96	5.76	-0.0179	-0.0037	205.17
21	3.60	-4.80	12.96	23.04	0.0179	-0.0074	1611.92
22	1.20	-4.80	1.44	23.04	0.0060	-0.0074	1135.84
23	-1.20	-4.80	1.44	23.04	-0.0060	-0.0074	659.76
24	-3.60	-4.80	12.96	23.04	-0.0179	-0.0074	183.68
25	3.60	-7.20	12.96	51.84	0.0179	-0.0112	1590.43
26	1.20	-7.20	1.44	51.84	0.0060	-0.0112	1114.36
27	-1.20	-7.20	1.44	51.84	-0.0060	-0.0112	638.28
28	-3.60	-7.20	12.96	51.84	-0.0179	-0.0112	162.20

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

Diametro palo scelto:	$\phi = 800$ mm
Lato pilastro equivalente al palo (sez. quadrata):	$l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{\pi} = 709.0$ mm
Dimensione colonna parallela eccentricità carico:	$c_1 = l_{eq} = 709$ mm
Dim. colonna perpendicolare eccentricità carico:	$c_2 = l_{eq} = 709$ mm
Altezza utile (media) su armature tese:	$d = 1700$ mm
Momento di progetto in testa al palo:	$M_{Ed} = 1399.0$ kNm (dovuto all'azione di taglio in testa)
Forza di progetto assiale punzonante:	$V_{Ed} = 291.1$ kN (max carico assiale palo di bordo)
Perimetro di controllo di base:	$u_1 = c_1 \times 2 + c_2 \times 2 + 4 \times \pi \times d = 24199$ mm (vedere schema in basso)
Fattore di distribuzione del taglio punzonante:	$W_1 = c_1^2/2 + c_1 \times c_2 + 4 \times c_2 \times d + 16 \times d^2 + 2 \times \pi \times d \times c_1 = 59387983$ mm <sup>2</sup>
Coeff. di sbilanciamento momento (EC2, Tabella 6.1):	$k = 0.60$
Fattore di eccentricità (EC2, eq. 6.39):	$\beta = 1 + (k \times M_{Ed} / V_{Ed}) \times (u_1 / W_1) = 2.17$



### 9.8.1.2 Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente

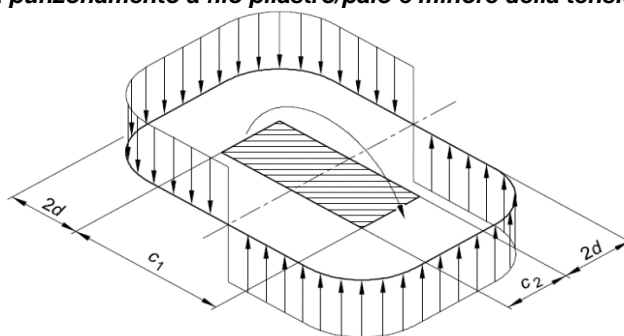
Resistenza caratteristica calcestruzzo:	$f_{ck} = 25$ N/mm <sup>2</sup>
Fattore parziale resistenza calcestruzzo:	$\gamma_c = 1.50$
larghezza della colonna (equivalente) in dir. y:	$b_y = c_1 = 709$ mm
larghezza della colonna (equivalente) in dir. z:	$b_z = c_2 = 709$ mm
Altezza utile (media) effettiva del plinto:	$d = 1700$ mm
Fattore di eccentricità:	$\beta = 2.17$

progettazione ati:



Tipo colonna: "interno", di "bordo", di "angolo":	$C_{type} = \text{"bordo"}$
"Offset" da bordo (0 se colonna interna):	$x = 600 \text{ mm}$
Perimetro del palo/pilastro equivalente:	$u_{ostr} = \text{"min } (b_z + 3 \times d, (2 \times b_y) + b_z)\text{"}$ $u_0 = 2127 \text{ mm}$
Tensione di progetto di punzonamento (eq. 6.38):	$v_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_0 \times d) = 0.175 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto a compressione cls:	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 17 \text{ N/mm}^2$
Fattore di riduzione della resistenza:	$v = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.54$
Massima resistenza tensione di punzonamento:	$v_{Rd,max} = 0.5 \times v \times f_{cd} = 4.50 \text{ N/mm}^2$

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



### 9.8.1.3 Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza 2d

Area dell'acciaio teso in direzione y:	$A_{sly} = 2454 \text{ mm}^2/\text{m}$
Area dell'acciaio teso in direzione z:	$A_{slz} = 2454 \text{ mm}^2/\text{m}$
Distanza di controllo da filo pilastro:	$2 \times d = 3400 \text{ mm}$
Perimetro di controllo di base a distanza 2d:	$u_1 = \text{"}2 \times b_y + b_z + \pi \times d + 2 \times x\text{"}$ $u_1 = 8668 \text{ mm}$
Tensione di progetto a punzonamento (eq. 6.38):	$v_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_1 \times d) = 0.043 \text{ N/mm}^2$
Rapporto di armatura in dir. y sull'altezza utile:	$\rho_{ly} = A_{sly} / d = 0.001$
Rapporto di armatura in dir. z sull'altezza utile:	$\rho_{lz} = A_{slz} / d = 0.001$
Tasso effettivo di armatura a trazione:	$\rho_l = \min(\sqrt{\rho_{ly} \times \rho_{lz}}, 0.02) = 0.001$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = 0.120 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente k:	$k = \min(1 + \sqrt{200 \text{ mm} / d}, 2) = 1.343$
Valore minimo della tensione di taglio (eq. 6.3N):	$v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times \sqrt{[f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2]} = 0.272 \text{ N/mm}^2$
Tensione resistente senza armature (eq. 6.47):	$v_{Rd,c} = \max(v_{min}, C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{1/3}) = 0.272 \text{ N/mm}^2$

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

## 9.9 Verifica platea a punzonamento su palo (per comb. SLU con $N_{SLU,max}$ e con $M_{SLU,max}$ )

### 9.9.1 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. 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 e del relativo peso della soletta di fondazione, considerando di fatto solo le sollecitazioni dei pali, ma non interessati dal meccanismo resistente di "mensola tozza" (la cui trattazione è a parte).

**NOTA:** La combinazione di carico maggiormente gravosa SLU è per i pali di bordo (non interessati dal meccanismo di mensola tozza):  **$N_{max} + M_{max}$ -SLU\_02** (con  $P_i = 912.0 \text{ kN}$ ,  $M_i = 650.8 \text{ kNm}$ ,  $V_i = 209.9 \text{ kN}$ ). Di seguito, la tabella delle azioni assiali su tutti i pali per la combinazione SLU considerata.

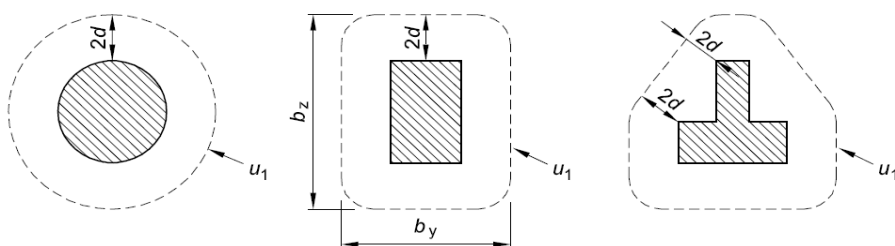
progettazione ati:



PALO	$X_i$ [m]	$Y_i$ [m]	$X_i^2$	$Y_i^2$	$X_i/l_y$	$Y_i/l_x$	$P_i$ [kN]
1	3.60	7.20	12.96	51.84	0.0179	0.0112	1889.18
2	1.20	7.20	1.44	51.84	0.0060	0.0112	1563.44
3	-1.20	7.20	1.44	51.84	-0.0060	0.0112	1237.70
4	-3.60	7.20	12.96	51.84	-0.0179	0.0112	911.96
5	3.60	4.80	12.96	23.04	0.0179	0.0074	1880.22
6	1.20	4.80	1.44	23.04	0.0060	0.0074	1554.48
7	-1.20	4.80	1.44	23.04	-0.0060	0.0074	1228.74
8	-3.60	4.80	12.96	23.04	-0.0179	0.0074	903.00
9	3.60	2.40	12.96	5.76	0.0179	0.0037	1871.27
10	1.20	2.40	1.44	5.76	0.0060	0.0037	1545.53
11	-1.20	2.40	1.44	5.76	-0.0060	0.0037	1219.79
12	-3.60	2.40	12.96	5.76	-0.0179	0.0037	894.05
13	3.60	0.00	12.96	0.00	0.0179	0.0000	1862.31
14	1.20	0.00	1.44	0.00	0.0060	0.0000	1536.57
15	-1.20	0.00	1.44	0.00	-0.0060	0.0000	1210.83
16	-3.60	0.00	12.96	0.00	-0.0179	0.0000	885.09
17	3.60	-2.40	12.96	5.76	0.0179	-0.0037	1853.35
18	1.20	-2.40	1.44	5.76	0.0060	-0.0037	1527.61
19	-1.20	-2.40	1.44	5.76	-0.0060	-0.0037	1201.87
20	-3.60	-2.40	12.96	5.76	-0.0179	-0.0037	876.13
21	3.60	-4.80	12.96	23.04	0.0179	-0.0074	1844.40
22	1.20	-4.80	1.44	23.04	0.0060	-0.0074	1518.66
23	-1.20	-4.80	1.44	23.04	-0.0060	-0.0074	1192.92
24	-3.60	-4.80	12.96	23.04	-0.0179	-0.0074	867.18
25	3.60	-7.20	12.96	51.84	0.0179	-0.0112	1835.44
26	1.20	-7.20	1.44	51.84	0.0060	-0.0112	1509.70
27	-1.20	-7.20	1.44	51.84	-0.0060	-0.0112	1183.96
28	-3.60	-7.20	12.96	51.84	-0.0179	-0.0112	858.22

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

Diametro palo scelto:  $\phi = 800$  mm  
Lato pilastro equivalente al palo (sez. quadrata):  $l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{\pi} = 709.0$  mm  
Dimensione colonna parallela eccentricità carico:  $C_1 = l_{eq} = 709$  mm  
Dim. colonna perpendicolare eccentricità carico:  $C_2 = l_{eq} = 709$  mm  
Altezza utile (media) su armature tese:  $d = 1700$  mm  
Momento di progetto in testa al palo:  $M_{Ed} = 650.8$  kNm (dovuto all'azione di taglio in testa)  
Forza di progetto assiale punzonante:  $V_{Ed} = 912.0$  kN (max carico assiale palo bordo)  
Perimetro di controllo di base:  $u_1 = C_1 \times 2 + C_2 \times 2 + 4 \times \pi \times d = 24199$  mm (vedere schema in basso)  
Fattore di distribuzione del taglio punzonante:  $W_1 = C_1^2/2 + C_1 \times C_2 + 4 \times C_2 \times d + 16 \times d^2 + 2 \times \pi \times d \times C_1 = 59387983$  mm<sup>2</sup>  
Coeff. di sbilanciamento momento (EC2, Tabella 6.1):  $k = 0.60$   
Fattore di eccentricità (EC2, eq. 6.39):  $\beta = 1 + (k \times M_{Ed} / V_{Ed}) \times (u_1 / W_1) = 1.17$

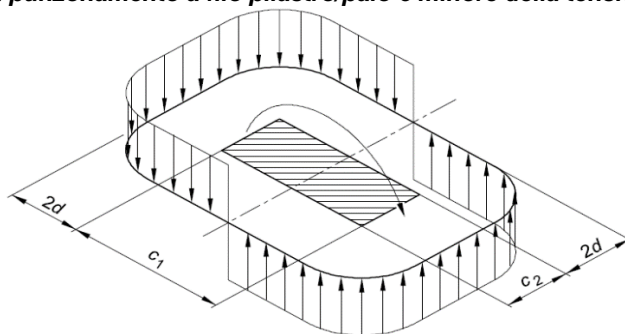


### 9.9.1.2 Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente

Resistenza caratteristica calcestruzzo:  $f_{ck} = 25$  N/mm<sup>2</sup>  
Fattore parziale resistenza calcestruzzo:  $\gamma_c = 1.50$   
larghezza della colonna (equivalente) in dir. y:  $b_y = C_1 = 709$  mm  
larghezza della colonna (equivalente) in dir. z:  $b_z = C_2 = 709$  mm  
Altezza utile (media) effettiva del plinto:  $d = 1700$  mm  
Fattore di eccentricità:  $\beta = 1.17$   
Tipo colonna: "interno", di "bordo", di "angolo":  $C_{type} = \text{"bordo"}$   
"Offset" da bordo (0 se colonna interna):  $x = 600$  mm  
Perimetro del palo/pilastro equivalente:  $u_{0str} = \text{"min}(b_z + 3 \times d, (2 \times b_y) + b_z)"$   
 $u_0 = 2127$  mm  
Tensione di progetto di punzonamento (eq. 6.38):  $v_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_0 \times d) = 0.296$  N/mm<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto a compressione cls:  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 17$  N/mm<sup>2</sup>  
Fattore di riduzione della resistenza:  $v = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.54$

progettazione ati:

Massima resistenza tensione di punzonamento:  $V_{Rd,max} = 0.5 \times v \times f_{cd} = 4.50 \text{ N/mm}^2$   
**OK - La tensione di progetto a punzonamento a filo pilastro/palo è minore della tensione resistente di punzonamento**



### 9.9.1.3 Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza 2d

Area dell'acciaio teso in direzione y:	$A_{sly} = 2454 \text{ mm}^2/\text{m}$
Area dell'acciaio teso in direzione z:	$A_{slz} = 2454 \text{ mm}^2/\text{m}$
Distanza di controllo da filo pilastro:	$2 \times d = 3400 \text{ mm}$
Perimetro di controllo di base a distanza 2d:	$u_1 = "2 \times b_y + b_z + \pi \times d + 2 \times x"$ $u_1 = 8668 \text{ mm}$
Tensione di progetto a punzonamento (eq. 6.38):	$V_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_1 \times d) = 0.073 \text{ N/mm}^2$
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):	$v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times \sqrt{[f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2]} = 0.272 \text{ N/mm}^2$
Tensione resistente senza armature (eq. 6.47):	$V_{Rd,c} = \max(v_{min}, C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_t \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{1/3}) = 0.272 \text{ N/mm}^2$

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

## 9.10 Verifica parete di elevazione

### 9.10.1 Modello di calcolo

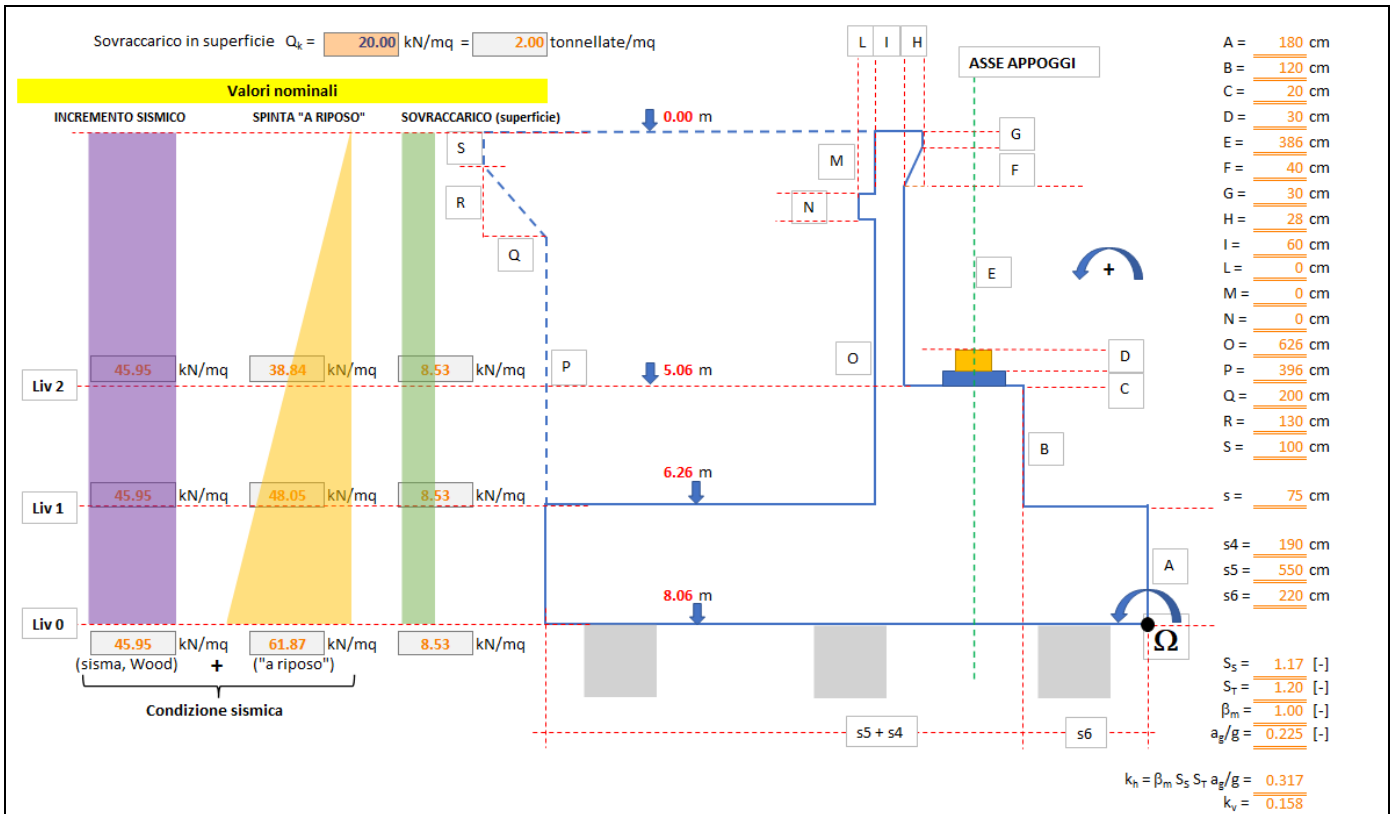
Si considerano due schemi di calcolo: la sezione resistente allo spiccatto dal plinto di fondazione (verifica a presso-flessione deviata su sezione resistente a "C") e verifica cautelativa a flessione e taglio – in sola condizione SLV - della sezione resistente dei soli due speroni, costituiti dalle 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.

### 9.10.2 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 $S_T$ :	$S_T = 1.200$
Fattore $\beta_m$ :	$\beta_m = 1.00$ (strutture rigide fondate su pali)
Fattore $a_g$ (adimensionale):	$a_g/g = 0.225$
Coefficiente di spinta sismica orizzontale:	$k_h = a_g/g \times \beta_m \times S_S \times S_T = 0.317$
Altezza verticale da testa pali a testa paraghiaia:	$h_{wall} = 626 \text{ cm}$ 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.

### 9.10.3 Grandezze calcolate

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

Pressione orizzontale sovraccarico di superficie (costante):  $\sigma_{0,p} = k_0 \times Q_k = 8.53 \text{ kN/m}^2$   
 Pressione orizzontale max "a riposo" (triangolare):  $\sigma_{p,max} = \gamma \times h_{wall} \times k_0 = 48.05 \text{ kN/m}^2$

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

Altezza complessiva su cui è valutata la spinta alla Wood:  $h_{wood} = 8.06 \text{ m}$  (assunto per sicurezza al posto di  $h_{wall}$ )  
 Incremento pressione orizzontale alla Wood (costante):  $\Delta\sigma_{wood} = \gamma \times h_{wood} \times k_h = 45.95 \text{ kN/m}^2$

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

Larghezza parete di elevazione spalla:  $L_{trav} = 12.00 \text{ m}$  (da geometria spalla più sollecitata)  
 Spinta "a riposo" (statica):  $F_{k,riposi, LONG} = 0.5 \times \sigma_{p,max} \times L_{trav} \times h_{wall} = 1805 \text{ kN}$   
 Massimo incremento taglio longitudinale terreni:  $\Delta F_{k,sisma, LONG} = L_{trav} \times h_{wall} \times \Delta\sigma_{wood} = 3452 \text{ kN}$

Taglio sismico terreni (complessivo longitudinale):  $F_{terre,sisma, LONG} = F_{k,riposi, LONG} + \Delta F_{k,sisma, LONG} = 5256 \text{ kN}$   
 Momento flettente allo spiccato (inflexione long.):  $M_{Ed,sisma, LONG} = (h_{wall}/3) \times F_{k,riposi, LONG} + (h_{wall}/2) \times \Delta F_{k,sisma, LONG} = 14570 \text{ kNm}$

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

Larghezza interna parete di risvolto:  $L_{long} = 490 \text{ cm}$  (da geometria spalla più sollecitata)  
 Spinta "a riposo" (statica):  $F_{k,riposi, TRASV} = 0.5 \times \sigma_{p,max} \times L_{long} \times h_{wall} = 737 \text{ kN}$

progettazione ati:

Incremento taglio trasversali terreni:	$\Delta F_{k,sisma,TRASV} = 2 \times [0.30 \times (L_{long} \times h_{wall} \times \Delta \sigma_{wood})] = \mathbf{846 \text{ kN}}$
Taglio sismico terreni (complessivo trasversale):	$F_{terre,sisma,TRASV} = F_{k,riposo,TRASV} + \Delta F_{k,sisma,TRASV} = \mathbf{1583 \text{ kN}}$
Momento flettente allo spiccato (inflexione trasv.):	$M_{Ed,sisma,TRASV} = (h_{wall}/3) \times F_{k,riposo,TRASV} + (h_{wall}/2) \times \Delta F_{k,sisma,TRASV} = \mathbf{4185 \text{ kNm}}$
<b>Inerzie muri e pareti in c.a.</b>	
Inerzia plinto di fondazione (a detrarre):	$F_{inerzia,plinto} = 2298.6 \text{ kN}$ (da geometria spalla più sollecitata)
Inerzia complessiva spalle+plinto:	$F_{tot,spalla} = 3292 \text{ kN}$ (da geometria spalla più sollecitata)
Inerzia pareti c.a in direzione longitudinale (100%):	$F_{inerzia,LONG} = F_{tot,spalla} - F_{inerzia,plinto} = \mathbf{993 \text{ kN}}$ (allo spiccato sez. "C")
Decremento di peso sismico verticale (basso-alto):	$\Delta N_{Ed,sisma,vert} = 0.5 \times F_{inerzia,LONG} = \mathbf{497 \text{ kN}}$ (in modulo)
Inerzia pareti c.a. in direzione trasversale (30%):	$F_{inerzia,TRASV} = 0.30 \times F_{inerzia,LONG} = \mathbf{298 \text{ kN}}$
Valore quota baricentro pareti elevazione:	$\zeta = 0.432$ per unità di altezza $h_{wall}$ (da geometria spalla più sollecitata)
Momento flettente allo spiccato (inflexione long.):	$M_{Ed,inerzia,long} = \zeta \times h_{wall} \times F_{inerzia,LONG} = \mathbf{2686 \text{ kNm}}$
Momento flettente allo spiccato (inflexione trasv.):	$M_{Ed,inerzia,trasv} = \zeta \times h_{wall} \times F_{inerzia,TRASV} = \mathbf{806 \text{ kNm}}$
<b>Spinte statiche dei terreni (valori caratteristici)</b>	
Taglio longitudinale per sovraccarico di superficie:	$F_{Q,k,LONG} = \sigma_{0,p} \times L_{trasv} \times h_{wall} = \mathbf{641 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Taglio trasversale per sovraccarico di superficie:	$F_{Q,k,TRASV} = \sigma_{0,p} \times L_{long} \times h_{wall} = \mathbf{262 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Taglio per spinta "a riposo" longitudinale:	$F_{k,riposo,LONG} = 0.5 \times \sigma_{p,max} \times L_{trasv} \times h_{wall} = \mathbf{1805 \text{ kN}}$ (val. caratteristico)
Taglio per spinta "a riposo" trasversale:	$F_{k,riposo,TRASV} = 0.5 \times \sigma_{p,max} \times L_{long} \times h_{wall} = \mathbf{737 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Momento per spinte complessive longitudinali:	$M_{Ed,k,long,terre} = 0.5 \times h_{wall} \times F_{Q,k,LONG} + (h_{wall}/3) \times F_{k,riposo,LONG} = \mathbf{5771 \text{ kNm}}$ (spinta costante e triangolare)
Momento per spinte complessive trasversali:	$M_{Ed,k,trasv,terre} = 0.5 \times h_{wall} \times F_{Q,k,TRASV} + (h_{wall}/3) \times F_{k,riposo,TRASV} = \mathbf{2357 \text{ kNm}}$ (spinta costante e triangolare)
<b>Sollecitazioni caratteristiche scaricate da impalcato (valori caratteristici)</b>	
Numero di appoggi su singola spalla:	$N_{app} = 3$ appoggi per singola spalla
Azione trasversale per sisma (singolo appoggio):	$q_{6,H,trasv} = 550 \text{ kN}$
Azione longitudinale per sisma (singolo appoggio):	$q_{6,H,long} = 550 \text{ kN}$
Taglio sismico longitudinale da impalcato (100%):	$F_{impalc,LONG} = N_{app} \times q_{6,H,long} = \mathbf{1650 \text{ kN}}$
Taglio sismico trasversale da impalcato (30%):	$F_{impalc,TRASV} = 0.30 \times N_{app} \times q_{6,H,trasv} = \mathbf{495 \text{ kN}}$
Altezza da appoggi a quota spiccato parete elev.:	$h_{elev} = 1.70 \text{ m}$ (C + D + B, da geometria spalla più sollecitata)
Momento sismico longitudinale (100%) impalcato:	$M_{impalc,sisma,LONG} = h_{elev} \times F_{impalc,LONG} = \mathbf{2805 \text{ kNm}}$
Momento sismico trasversale (30%) impalcato:	$M_{impalc,sisma,TRASV} = h_{elev} \times F_{impalc,TRASV} = \mathbf{841 \text{ kNm}}$
Vento ponte carico, trasversale (singolo appoggio):	$q_{6,V,max,trasv} = 250 \text{ kN}$ (valore caratteristico)
Frenatura (longitudinale, singolo appoggio):	$q_{3,long} = 150 \text{ kN}$ (valore caratteristico)
Termica uniforme, longitudinale (singolo appoggio):	$q_{7,long} = 100 \text{ kN}$ (valore caratteristico)
Vento ponte carico, trasversale (totale):	$q_{6,trasv,k} = N_{app} \times q_{6,V,max,trasv} = \mathbf{750 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Frenatura longitudinale (totale):	$q_{3,long,k} = N_{app} \times q_{3,long} = \mathbf{450 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Termica uniforme longitudinale (totale):	$q_{7,long,k} = N_{app} \times q_{7,long} = \mathbf{300 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Momento complessivo vento (caratteristico):	$M_{6,trasv,k} = h_{elev} \times q_{6,trasv,k} = \mathbf{1275 \text{ kNm}}$ (trasversale)
Momento complessivo frenatura (caratteristico):	$M_{3,long,k} = h_{elev} \times q_{3,long,k} = \mathbf{765 \text{ kNm}}$ (longitudinale)
Momento complessivo termica uniforme (caratt.):	$M_{7,long,k} = h_{elev} \times q_{7,long,k} = \mathbf{510 \text{ kNm}}$ (longitudinale)
<b>Azioni verticali su spiccato parete elevazione</b>	
Peso (caratteristico) elementi elevazione in c.a.:	$N_{Ed,k,CLS} = 8934 \text{ kN}$ (da geometria spalla più sollecitata)
Scarichi verticali pesi (caratteristici) impalcato:	$N_{Ed,k,impalc} = 9600 \text{ kN}$ (si veda somma totale scarichi sui 3 appoggi)
Inerzia sismica sisma verticale (basso-alto):	$\Delta N_{sisma,k,cls} = 0.5 \times k_h \times N_{Ed,k,CLS} = \mathbf{1415 \text{ kN}}$ (in modulo)
	$\Delta N_{sisma,k,impalc} = 0.5 \times k_h \times N_{Ed,k,impalc} = \mathbf{1520 \text{ kN}}$ (in modulo)

progettazione ati:

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

Distanza baricentro G sezione "C" (da filo parete elev.):	$Y_G = 151$ cm (sezione riferita allo spiccato)
Distanza asse appoggi da filo parete "C":	$s_1 = 80$ cm
Eccentricità azioni assiali appoggi da ber. G:	$e_N = Y_G - s_1 = 71$ cm (si veda schema in figura più avanti)
Incremento (max) azione flettente longitudinale:	$\Delta M_{long,k} = e_N \times N_{Ed,k,impalc} = 6816$ kNm (caratteristico) $\Delta M_{long,slv} = e_N \times \Delta N_{sisma,k,impalc} = 1079$ kNm
Scarico massimi carichi viaggianti (caratteristico):	$F_{k,Z,viaggianti} = 3450$ kN (da azioni impalcato, non fattorizzato)
Incremento momento longitudinale per carichi viaggianti:	$\Delta M_{long,viagg} = e_N \times F_{k,Z,viaggianti} = 2450$ kNm

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

Azione assiale (compress.), con sisma verticale:	$N_{Ed,sisma} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} - (\Delta N_{sisma,k,cls} + \Delta N_{sisma,k,impalc}) = 15599$ kN (viene considerato il valore minimo per verifica in pressoflessione)
Taglio azioni longitudinali:	$V_{Ed,sisma,long} = F_{terre,sisma,LONG} + F_{inerzia,LONG} + F_{impalc,LONG} = 7900$ kN
Flessione complessiva per azioni longitudinali:	$M_{Ed,sisma,long} = M_{Ed,sisma,LONG} + M_{Ed,inerzia,long} + M_{impalc,sisma,LONG} + \Delta M_{long,slv} = 21140$ kNm
Taglio azioni trasversali:	$V_{Ed,sisma,trasv} = F_{terre,sisma,TRASV} + F_{inerzia,TRASV} + F_{impalc,TRASV} = 2376$ kN
Flessione complessiva per azioni trasversali:	$M_{Ed,sisma,trasv} = M_{Ed,sisma,TRASV} + M_{Ed,inerzia,trasv} + M_{impalc,sisma,TRASV} = 5832$ kNm

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

**→ Sollecitazioni SLU (con vento) sullo spiccato di parete elevazione e muri di risvolto**

**NOTA:** si considera la combinazione SLU che minimizza il valore delle compressioni assiali dovute all'azione dei carichi verticali per pesi e variabili viaggianti. In tal caso, l'azione dei venti viene considerata azione variabile principale rispetto ai carichi viaggianti sull'impalcato. In particolare, l'azione verticale del vento (ponte carico e scarico) crea generalmente una risultante verticale nulla sugli appoggi e un momento trasversale non nullo scaricato dall'impalcato sulla spalla.

Scarico massimi carichi viaggianti (caratteristico):	$F_{k,Z,viaggianti} = 3450$ 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):	$N_{Ed,SLU} = \gamma_{G1,2} \times N_{Ed,k,CLS} + \gamma_{G1,2} \times N_{Ed,k,impalc} + \gamma_{Q2,traffico} \times F_{k,Z,viaggianti} = 28514$ kN

**Azione variabile principale: vento trasversale a ponte carico**

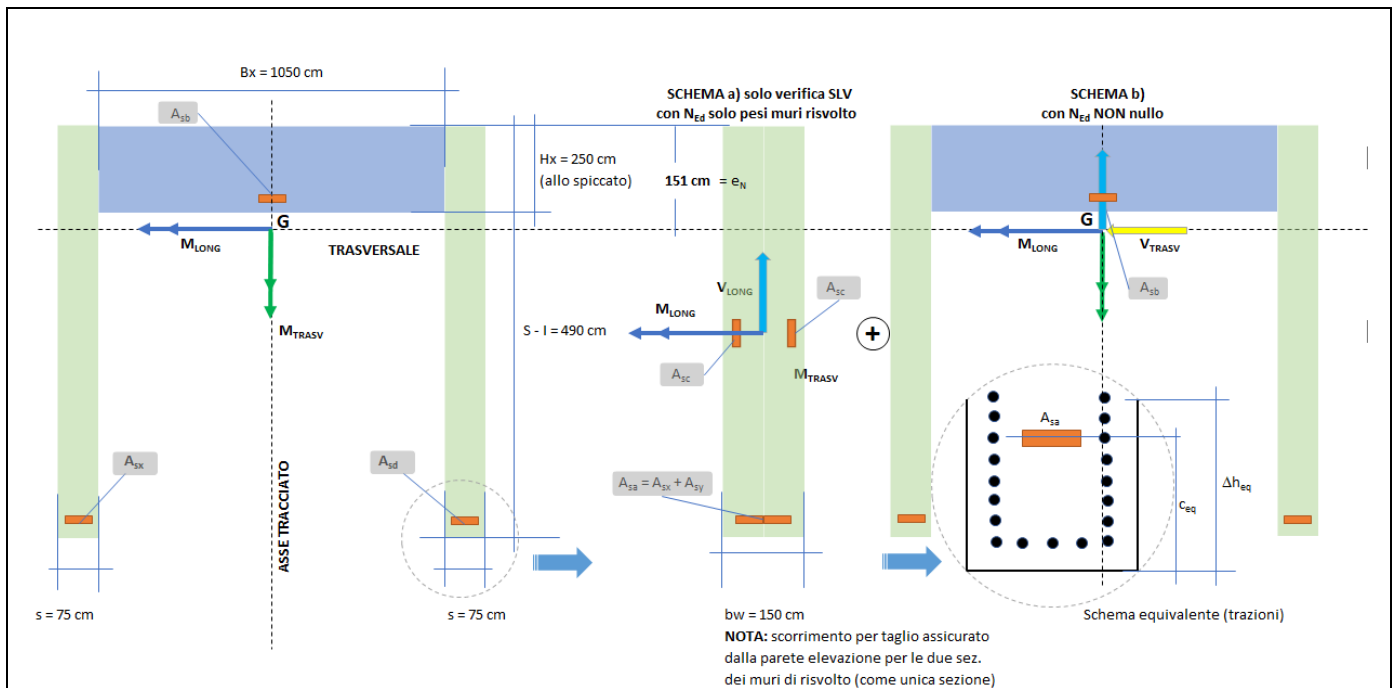
Azione complessiva di taglio trasversale:	$V_{Ed,SLU,TRASV} = \gamma_{G1,t} \times (F_{Q,k,TRASV} + F_{k,ripos,TRASV}) + \gamma_Q \times q_{6,trasv,k} = 2223$ kN
Azione complessiva di taglio longitudinale:	$V_{Ed,SLU,LONG} = \gamma_{G1,t} \times (F_{Q,k,LONG} + F_{k,ripos,LONG}) + \gamma_Q \times \gamma_{Q,traffico} \times q_{3,long,k} + \gamma_Q \times \psi_{0T,2} \times q_{7,long,k} = 3871$ kN
Momento SLU per azioni trasversali:	$M_{Ed,SLU,TRASV} = \gamma_{G1,t} \times M_{Ed,k,trasv,terre} + \gamma_Q \times M_{6,trasv,k} = 4505$ kNm
Momento SLU per azioni longitudinali:	$M_{Ed,SLU,LONG} = \gamma_{G1,2} \times \Delta M_{long,k} + \gamma_{G1,t} \times M_{Ed,k,long,terre} + \gamma_Q \times \gamma_{Q,traffico} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \gamma_Q \times \psi_{0T,2} \times M_{7,long,k} = 22518$ kNm

**9.10.4 Schemi di calcolo resistenti adottati**

Per le verifiche delle sezioni in c.a. allo spiccato si sono impiegati due schemi di calcolo in sicurezza che ottimizzano le armature maggiormente cimentate. Di seguito lo schema (disegni qualitativi, grandezze non in scala):

progettazione ati:





**Figura 2 - Schemi resistenti adottati nella sezione allo spiccato con l'estradosso del plinto. Schema a): flessione semplice retta ipotizzate in presenza delle sole azioni assiali dei loro pesi e in assenza del contributo a schiacciamento della sezione della parete di elevazione (asse neutro che taglia in alto la parete: zona compressa trascurata, per semplicità e sicurezza): solo per verifica SLV. Schema b): pressoflessione deviata con azione assiale effettiva (dovuta prevalentemente agli scarichi dell'impalcato). Del contributo delle pareti di risolto si lascia solo l'azione del peso (trascurando completamente la loro inerzia flessionale). Sollecitazioni di taglio assorbite in funzione della rigidezza degli elementi costituenti la sezione complessiva a "C" resistente.**

### 9.10.5 Sollecitazioni di calcolo assunte nelle sezioni allo spiccato (estradosso plinto)

#### Valutazione delle sollecitazioni massime tra combinazioni SLV e SLU

Si dà maggiore importanza agli effetti delle sollecitazioni sismiche. Verrà comunque verificato il caso di forza assiale minore, in concomitanza con il maggiore effetto delle azioni longitudinali, come combinazione di carico da considerare come determinante.

Minimo carico assiale di progetto:  $N_{Ed,min} = \min(N_{Ed,sisma}, N_{Ed,SLU}) = 15599 \text{ kN}$   
Combinazione con minimo carico assiale: **"SLV"**

Massimo momento longitudinale di progetto:  $M_{Ed,max, LONG} = \max(M_{Ed,sisma, long}, M_{Ed,SLU, LONG}) = 22518 \text{ kNm}$   
Combinazione con max momento longitudinale:  $M_{Ed,sisma, long} M_{Ed,SLU, LONG}$  **"SLU"**

#### Sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo

Azione assiale (compressione):  $N_{Ed,b} = 28514 \text{ kN}$  da comb. **"SLV"**  
Sollecitazione flettente azioni longitudinali:  $M_{LONG} = 22518 \text{ kNm}$  da comb. **"SLU"**  
Sollecitazione di taglio azioni longitudinali:  $V_{LONG} = 3871 \text{ kN}$  da comb. **"SLV"**

Sollecitazione flettente azioni trasversali:  $M_{TRASV} = 4505 \text{ kNm}$  da comb. **"SLV"**  
Sollecitazione di taglio azioni trasversali:  $V_{TRASV} = 2223 \text{ kN}$  da comb. **"SLV"**

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

Azione assiale (compressione):  $N_{Ed,rara} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{02} \times F_{k,Z,viaggianti} = 21122 \text{ kN}$   
Coefficienti per combinazione rara:  $\psi_{0,viagg} = 0.75$  (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem))  
 $\psi_{0,temp} = 0.60$  (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)

progettazione ati:



Azione flettente per azioni longitudinali:	$M_{Ed, long, rara} = \Delta M_{long, k} + M_{Ed, k, long, terre} + \psi_{0, viagg} \times (M_{3, long, k} + \Delta M_{long, viagg}) + \psi_{0, temp} \times M_{7, long, k} = \mathbf{15304 \text{ kNm}}$
Azione flettente per azioni trasversali:	$M_{Ed, trasv, rara} = M_{Ed, k, trasv, terre} + M_{6, trasv, k} = \mathbf{3632 \text{ kNm}}$

#### **Sollecitazioni SLE-frequente**

Coefficienti per combinazione frequente:	$\psi_{1, vento} = \mathbf{0.2}$ (vento, NTC2018, tab. 5.1.IV) $\psi_{2, viagg} = \mathbf{0.0}$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem)) $\psi_{2, temp} = \mathbf{0.50}$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)
Azione assiale (compressione):	$N_{Ed, freq} = N_{Ed, k, CLS} + N_{Ed, k, impalc} + \psi_{2, viagg} \times F_{k, Z, viaggianti} = \mathbf{18534 \text{ kN}}$
Azione flettente per azioni longitudinali:	$M_{Ed, long, freq} = \Delta M_{long, k} + M_{Ed, k, long, terre} + \psi_{2, viagg} \times (M_{3, long, k} + \Delta M_{long, viagg}) + \psi_{2, temp} \times M_{7, long, k} = \mathbf{12842 \text{ kNm}}$
Azione flettente per azioni trasversali:	$M_{Ed, trasv, freq} = M_{Ed, k, trasv, terre} + \psi_{1, vento} \times M_{6, trasv, k} = \mathbf{2612 \text{ kNm}}$

#### **Sollecitazioni SLE-quasi permanente**

Coefficienti per combinazione quasi permanente:	$\psi_{2, vento} = \mathbf{0.0}$ (vento, NTC2018, tab. 5.1.IV) $\psi_{2, viagg} = \mathbf{0.0}$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem)) $\psi_{2, temp} = \mathbf{0.50}$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)
Azione assiale (compressione):	$N_{Ed, qperm} = N_{Ed, k, CLS} + N_{Ed, k, impalc} + \psi_{2, viagg} \times F_{k, Z, viaggianti} = \mathbf{18534 \text{ kN}}$
Azione flettente per azioni longitudinali:	$M_{Ed, long, qperm} = \Delta M_{long, k} + M_{Ed, k, long, terre} + \psi_{2, viagg} \times (M_{3, long, k} + \Delta M_{long, viagg}) + \psi_{2, temp} \times M_{7, long, k} = \mathbf{12842 \text{ kNm}}$
Azione flettente per azioni trasversali:	$M_{Ed, trasv, qperm} = M_{Ed, k, trasv, terre} + \psi_{2, vento} \times M_{6, trasv, k} = \mathbf{2357 \text{ kNm}}$

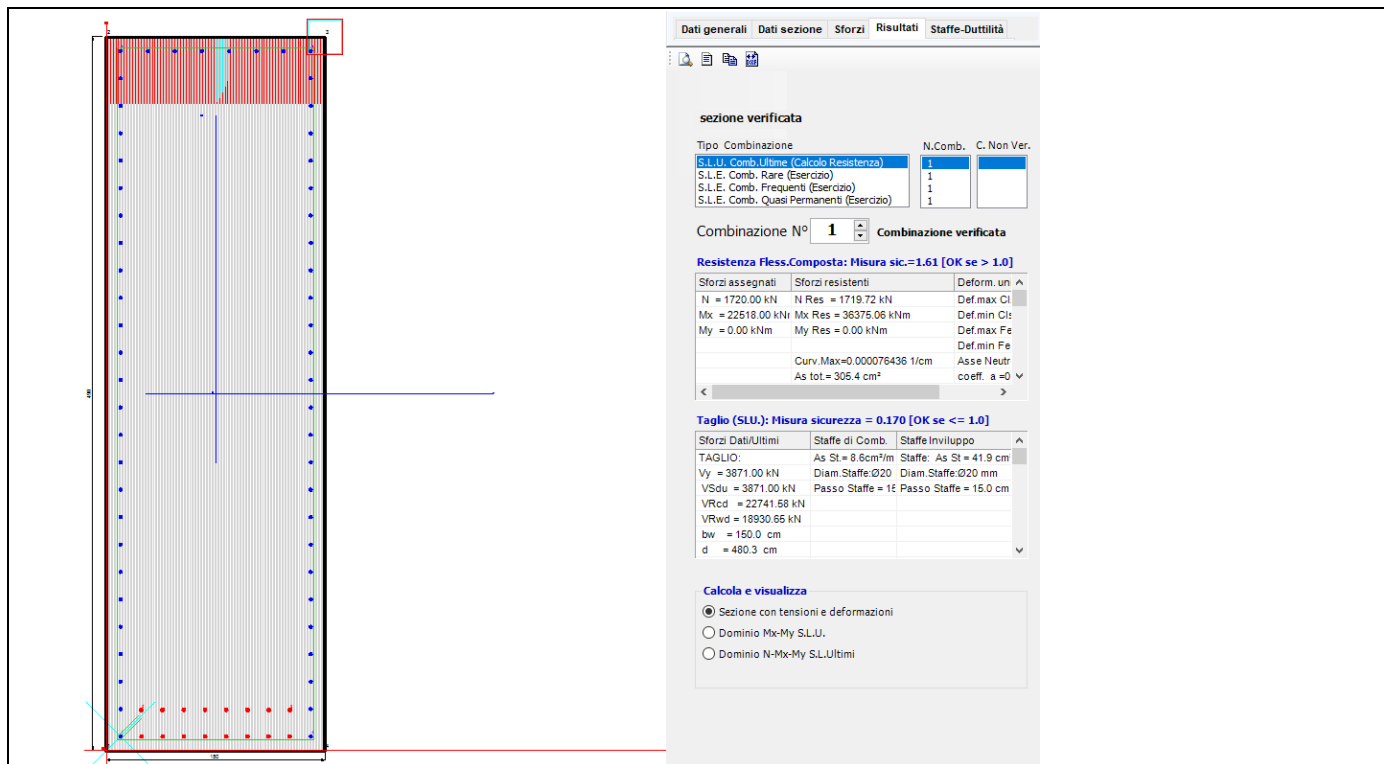
### **9.10.6 Sollecitazioni di calcolo e dimensioni assegnate alle sezioni resistenti**

Si esegue la verifica della sezione resistente a "C" (sezione misurata allo spiccatto con l'estradosso del plinto) sottoposta a pressoflessione deviata e a taglio in entrambe le direzioni (trasversale e longitudinale). Per sicurezza, per dimensionare le armature longitudinali terminali degli speroni (che in condizioni sismiche, assieme ai pali, devono garantire il non ribaltamento del muro), si è utilizzato un ulteriore schema di calcolo che prevede l'entrata in carico (in condizioni di flessione retta) della sezione equivalente dei due speroni. Questa sezione equivalente viene chiamata quindi a bilanciare l'intera sollecitazione flettente longitudinale (generalmente maggiormente gravosa in condizioni sismiche), trascurando il contributo a schiacciamento della zona della parete di elevazione dove sono collocati gli appoggi. Lo schema di verifica a) – introdotto per sicurezza – viene verificato per le sole combinazioni sismiche più gravose.

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

Larghezza sezione resistente inflessa:	$b_{wa} = 150 \text{ cm}$
Altezza sezione resistente inflessa:	$h_{wa} = 490 \text{ cm}$
Solo peso proprio muri di risvolto + orecchie:	$N_{Mrisv, k} = 1274 \text{ kN}$
Assiale ultimo:	$N_{ASS} = \gamma_{G1,2} \times N_{Mrisv, k} = \mathbf{1720 \text{ kN}}$
Momento longitudinale ultimo:	$M_{LONG} = \mathbf{22518 \text{ kNm}}$
Sollecitazione di taglio ultimo:	$V_{LONG} = \mathbf{3871 \text{ kN}}$

progettazione ati:



**Figura 3 - Verifica SLV sezione resistente schema a): VERIFICATO - spiccato 58φ22 passo 20 cm + zona tesa infittita con layer interni per un totale di 16φ26 (armature evidenziate in rosso). Staffe ferri esterni chiusi φ20 passo 200 cm (2 bracci resistenti).**

progettazione ati:

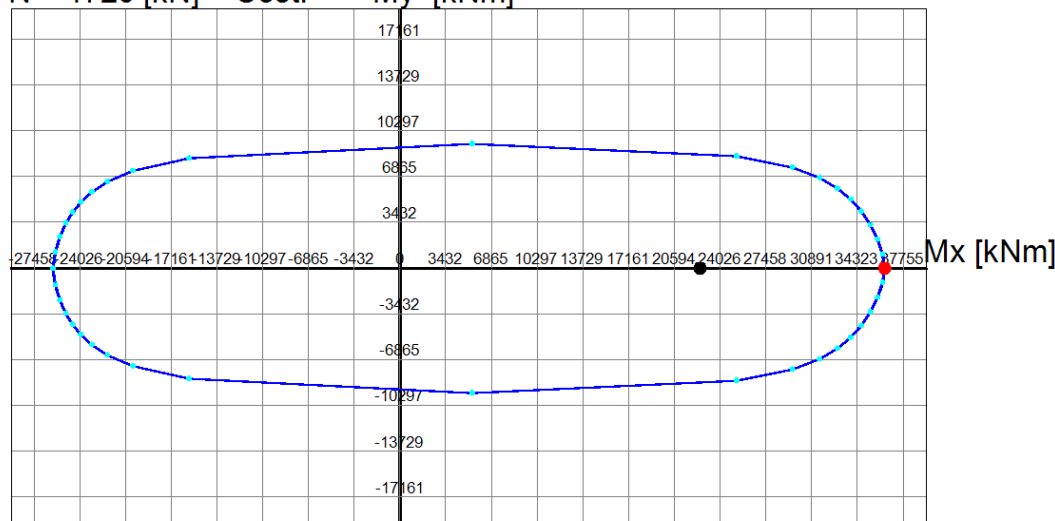
**DOMINIO INTERAZIONE Mx-My (STATO LIMITE ULTIMO)**

Nome Sezione: Sez\_schema\_A

Percorso File: C:\Users\mail neDrive\Desktop\LC\_ALLA\_Predim\SPICCATO PARETE ELEVAZIONE\Sez\_schema\_A.sez

N = 1720 [kN] = Cost.

My [kNm]



Passo Momenti Mx, My griglia = 3432 kNm

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

**9.10.6.2 Elemento resistente: schema b) di sez. "C" (misurata allo spiccato)**

Tipo di forma sezione: a "C", misurata allo spiccato  
Larghezza sezione resistente inflessa a "C":  $b_{wb} = 1050$  cm  
Altezza sezione resistente inflessa a "C":  $h_{wb} = 490$  cm (pari alla lunghezza in pianta dei due speroni)

Azione assiale ultima (compressione):  $N_{Ed,b} = 28514$  kN  
Momento longitudinale ultimo:  $M_{LONG} = 22518$  kNm  
Momento trasversale ultimo:  $M_{TRASV} = 4505$  kNm  
Taglio longitudinale ultimo:  $V_{LONG} = 3871$  kN  
Sollecitazione di taglio ultima:  $V_{TRASV} = 2223$  kN

Assiale SLE-rara:  $N_{Ed,rara} = 21122$  kN  
Momento longitudinale SLE-rara:  $M_{RA,b,long} = M_{Ed,long,rara} = 15304$  kNm  
Momento trasversale SLE-rara:  $M_{RA,b,trasv} = M_{Ed,trasv,rara} = 3632$  kNm

Assiale SLE-frequente:  $N_{Ed,freq} = 18534$  kN  
Momento longitudinale SLE-frequente:  $M_{FR,b,long} = M_{Ed,long,freq} = 12842$  kNm  
Momento trasversale SLE-frequente:  $M_{FR,b,trasv} = M_{Ed,trasv,freq} = 2612$  kNm

Assiale SLE-quasi permanente:  $N_{Ed,qperm} = 18534$  kN  
Momento longitudinale SLE-quasi permanente:  $M_{QP,b,long} = M_{Ed,long,qperm} = 12842$  kNm  
Momento trasversale SLE-quasi permanente:  $M_{QP,b,trasv} = M_{Ed,trasv,qperm} = 2357$  kNm

progettazione ati:

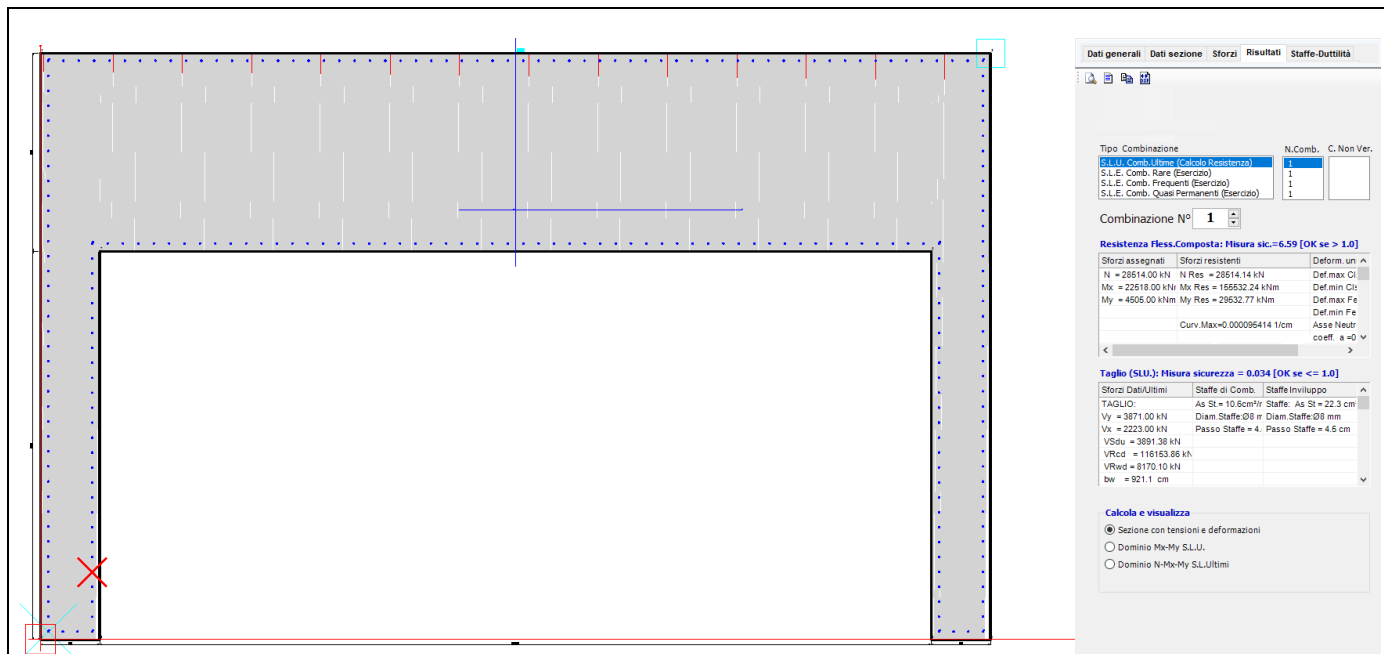


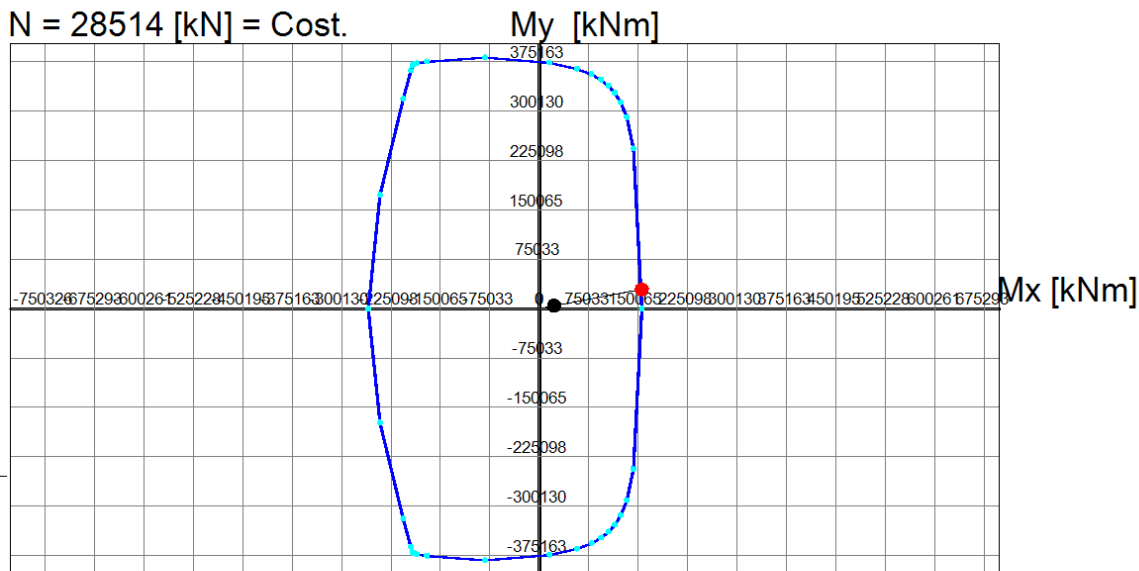
Figura 5 - Verifica resistenza sezione schema b): VERIFICATO – allo spiccato 250φ22 – passo 20 cm

### DOMINIO INTERAZIONE Mx-My (STATO LIMITE ULTIMO)

Nome Sezione: Verifica\_Sezione\_C

Percorso File: C:\Users\mail neDrive\Desktop LC\_ALLA\_Predim\SPICCATO PARETE ELEVAZIONE\Verifica\_Sezione\_C.sez

N = 28514 [kN] = Cost.



Passo Momenti Mx, My griglia = 75033 kNm

Figura 6 - Dominio di interazione stato limite ultimo: VERIFICATO

progettazione ati:

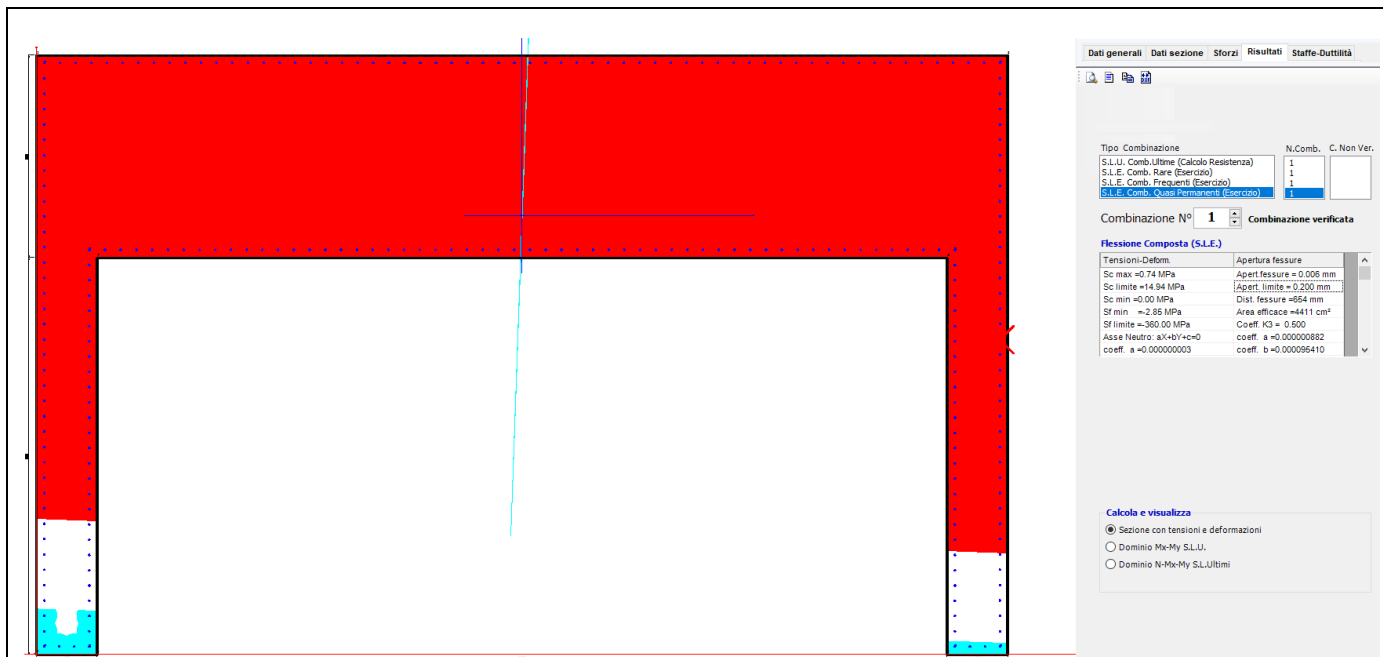


Figura 7 - Verifica SLE più gravosa: tensioni sotto i limiti, sezione non fessurata: VERIFICATO

progettazione ati:

## 9.11 Verifica baggioli di appoggio

### Verifica allo SLU

#### *Baggiolo - caratteristiche geometriche*

B =	<b>1.00</b> m	(dimensione longitudinale)
H =	<b>1.00</b> m	(dimensione trasversale)
h =	<b>0.15</b> m	(altezza)
A <sub>c</sub> =	1.00 m <sup>2</sup>	(area di impronta del baggiolo)

#### *Apparecchio di appoggio*

tipo =	<b>Isolatore</b> -	
N <sub>u</sub> =	<b>7720</b> kN	(carico ultimo verticale)
H <sub>lu</sub> =	<b>300</b> kN	(carico ultimo orizzontale longitudinale)
H <sub>tu</sub> =	<b>230</b> kN	(carico ultimo orizzontale trasversale)
φ =	<b>0.60</b> m	(diametro dell'apparecchio)
A <sub>co</sub> =	0.28 m <sup>2</sup>	(area caricata)
A <sub>c1</sub> =	0.79 m <sup>2</sup>	(area diffusa massima che è possibile iscrivere nell'area totale A <sub>c</sub> )

#### *Materiali*

R <sub>ck</sub> =	<b>45</b> Mpa	
f <sub>ctd</sub> =	1.49 Mpa	
f <sub>cd</sub> =	23.34 Mpa	
f <sub>yd</sub> =	<b>391</b> Mpa	
β =	<b>0.2</b> -	(contributo dovuto alla coesione)
μ =	<b>0.6</b> -	(contributo dovuto all'attrito)

#### *Caratteristiche della sollecitazione*

N <sub>max</sub> =	<b>7720</b> kN	(carico verticale massimo)
N <sub>min</sub> =	<b>1140</b> kN	(carico verticale minimo derivante dall'impalcato)
H <sub>max</sub> =	<b>378</b> kN	

#### Verifica allo scorrimento

A <sub>a</sub> = 2x(7+7)φ20 =	<b>87.976</b> cm <sup>2</sup>	(armatura baggioli)
ρ = A <sub>a</sub> /A <sub>c</sub> =	<b>1%</b> -	(rapporto di armatura)
σ <sub>cd</sub> = N <sub>min</sub> /A <sub>c</sub> =	1.14 Mpa	(pressione minima di contatto)
T <sub>sd</sub> =	378 kN	(sforzo massimo orizzontale)
τ <sub>sd</sub> = T <sub>sd</sub> /A <sub>c</sub> =	0.38 Mpa	
τ <sub>rd</sub> = βf <sub>ctd</sub> + μX(ρf <sub>yd</sub> + σ <sub>cd</sub> ) =	3.05 Mpa	
τ <sub>rd</sub> = min(τ <sub>rd</sub> ; 0.25f <sub>cd</sub> ) =	3.05 Mpa	
verifica = τ <sub>sd</sub> < τ <sub>rd</sub>	0.38 < 3.05	Mpa

#### Verifica a compressione

N <sub>sd</sub> = 1.5xN <sub>max</sub> =	7720 kN	(forza verticale di calcolo)
N <sub>rd</sub> = A <sub>co</sub> x f <sub>cd</sub> x (A <sub>c1</sub> /A <sub>co</sub> ) <sup>0.5</sup> =	11000 kN	
N <sub>rd</sub> = min(τ <sub>rd</sub> ; 3xA <sub>co</sub> x f <sub>cd</sub> ) =	11000 kN	
verifica = N <sub>sd</sub> < N <sub>rd</sub>	7720 < 11000	kN

#### Verifica dell'armatura orizzontale

F <sub>b</sub> = 0.3xN <sub>sd</sub> x(A <sub>co</sub> /A <sub>c1</sub> ) =	834 kN	(forza risultante di trazione orizzontale)
A <sub>s</sub> = F <sub>b</sub> /f <sub>yd</sub> =	21 cm <sup>2</sup>	(armatura necessaria)

progettazione ati:



Verifica allo SLV

*Baggiolo - caratteristiche geometriche*

B =	1.00 m	(dimensione longitudinale)
H =	1.00 m	(dimensione trasversale)
h =	0.15 m	(altezza)
A <sub>c</sub> =	1.00 m <sup>2</sup>	(area di impronta del baggiolo)

*Apparecchio di appoggio*

tipo =	Isolatore -	
N <sub>u</sub> =	4140 kN	(carico ultimo verticale)
H <sub>lu</sub> =	220 kN	(carico ultimo orizzontale longitudinale)
H <sub>tu</sub> =	550 kN	(carico ultimo orizzontale trasversale)
φ =	0.60 m	(diametro dell'apparecchio)
A <sub>co</sub> =	0.28 m <sup>2</sup>	(area caricata)
A <sub>c1</sub> =	0.79 m <sup>2</sup>	(area diffusa massima che è possibile iscrivere nell'area totale A <sub>c</sub> )

*Materiali*

R <sub>ck</sub> =	45 Mpa	
f <sub>ctd</sub> =	1.49 Mpa	
f <sub>cd</sub> =	23.34 Mpa	
f <sub>yd</sub> =	391 Mpa	
β =	0.2 -	(contributo dovuto alla coesione)
μ =	0.6 -	(contributo dovuto all'attrito)

*Caratteristiche della sollecitazione*

N <sub>max</sub> =	4140 kN	(carico verticale massimo)
N <sub>min</sub> =	1610 kN	(carico verticale minimo derivante dall'impalcato)
H <sub>max</sub> =	592 kN	

Verifica allo scorrimento

A <sub>a</sub> = 2x(7+7)φ20 =	87.976 cm <sup>2</sup>	(armatura baggioli)
ρ = A <sub>a</sub> /A <sub>c</sub> =	1% -	(rapporto di armatura)
σ <sub>cd</sub> = N <sub>min</sub> /A <sub>c</sub> =	1.61 Mpa	(pressione minima di contatto)
T <sub>sd</sub> =	592 kN	(sforzo massimo orizzontale)
τ <sub>sd</sub> = T <sub>sd</sub> /A <sub>c</sub> =	0.59 Mpa	
τ <sub>rd</sub> = βf <sub>ctd</sub> + μx(ρf <sub>yd</sub> + σ <sub>cd</sub> ) =	3.33 Mpa	
τ <sub>rd</sub> = min(τ <sub>rd</sub> ; 0.25f <sub>cd</sub> ) =	3.33 Mpa	

verifica = τ<sub>sd</sub> < τ<sub>rd</sub>      0.59 < 3.33      Mpa

Verifica a compressione

N <sub>sd</sub> = 1.5xN <sub>max</sub> =	4140 kN	(forza verticale di calcolo)
N <sub>rd</sub> = A <sub>c0</sub> x f <sub>cd</sub> x (A <sub>c1</sub> /A <sub>c0</sub> ) <sup>0.5</sup> =	11000 kN	
N <sub>rd</sub> = min(τ <sub>rd</sub> ; 3xA <sub>c0</sub> x f <sub>cd</sub> ) =	11000 kN	

verifica = N<sub>sd</sub> < N<sub>rd</sub>      4140 < 11000      kN

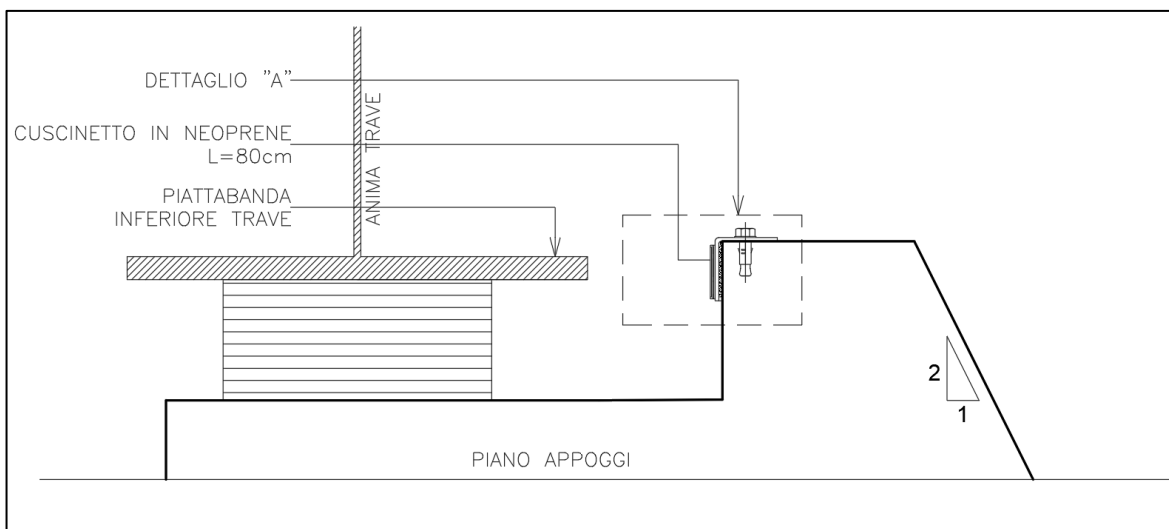
Verifica dell'armatura orizzontale

F <sub>b</sub> = 0.3xN <sub>sd</sub> x(A <sub>c0</sub> /A <sub>c1</sub> ) =	447 kN	(forza risultante di trazione orizzontale)
A <sub>s</sub> = F <sub>b</sub> /f <sub>yd</sub> =	11 cm <sup>2</sup>	(armatura necessaria)

progettazione ati:

## 9.12 Verifica ritegno sismico

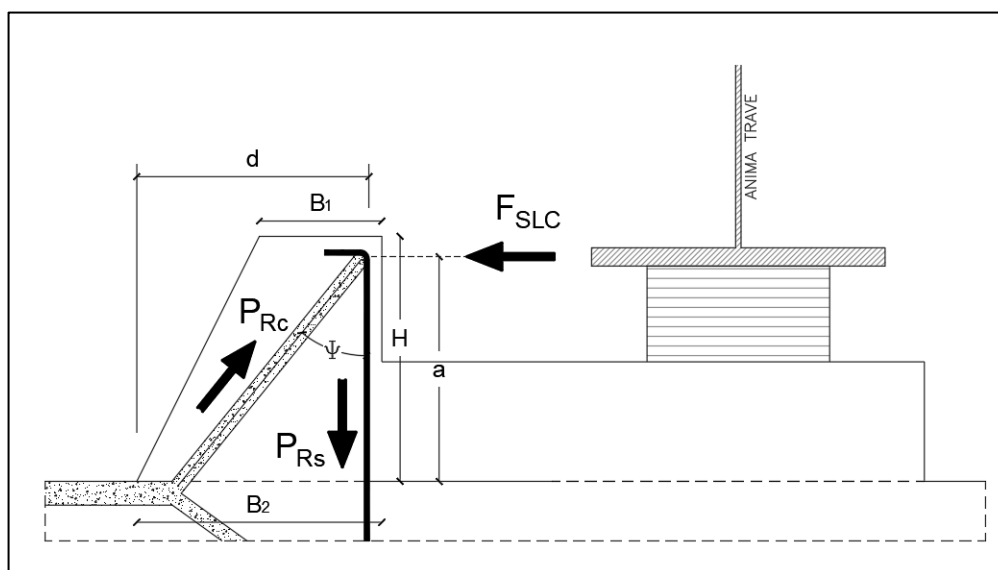
Il ritegno sismico è un elemento strutturale inserito in prossimità degli appoggi ed avente la funzione di elemento di fine corsa. Come indicato nel §7.9.5.3.3 delle NTC2018, tale dispositivo viene introdotto nel momento in cui non possa essere garantita un'opportuna zona di sovrapposizione tra impalcato e pila, ovvero i due elementi che hanno scorrimento relativo tra di essi. Come riportato in 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.



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

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."

In figura si riporta lo schema tirante-puntone adottato per la verifica strutturale dell'elemento in analisi.



progettazione ati:

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;
- $\lambda$  rappresenta la cotangente di  $\psi$ .

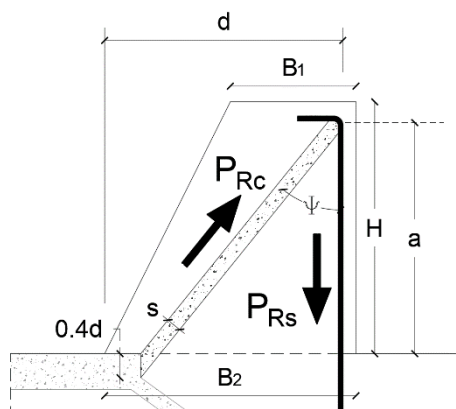
Per soddisfare la verifica, il valore ottenuto di portanza della mensola deve essere maggiore della forza agente.

La resistenza del puntone compresso viene valutata mediante la seguente relazione:

$$P_{Rc} = 0.4 \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{c}{1 + \lambda^2}\right)$$

Dove:

- $d$  rappresenta l'altezza utile della sezione;
- $L$  la larghezza del ritegno sismico;
- $f_{cd}$  la resistenza cilindrica di progetto del calcestruzzo;
- $c$  un coefficiente di valore pari ad 1 per elementi non staffati ed 1.5 per elementi con staffe.



Oltre a verificare che le resistenze così valutate siano maggiori della sollecitazione di calcolo, in accordo al paragrafo §4.1.2.3.7 deve essere garantita la seguente relazione per la gerarchia delle resistenze:

$$P_{RS} < P_{Rc}$$

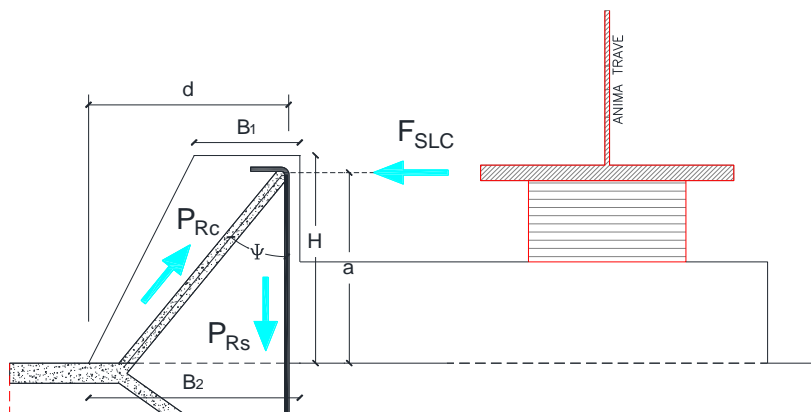
Garantendo la disuguaglianza soprariportata, si va ad evitare una possibile rottura fragile del ritegno sismico.

Di seguito si riporta la verifica effettuata con un foglio excel realizzato ad hoc per tale dispositivo.

VERIFICA RITEGNO SISMICA			
MATERIALI			
Calcestruzzo:			
C35/45			
$R_{ck}$	45	$N/mm^2$	Resistenza caratteristica cubica a compressione
$f_{ck}$	37,35	$N/mm^2$	Resistenza caratteristica cubica a cilindrica
$\gamma_{cls}$	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
$\gamma_{cls}$	1,15	-	Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio
$f_{sd}$	391,304	$N/mm^2$	Tensione di progetto acciaio

progettazione ati:

GEOMETRIA



B <sub>1</sub>	0,5	m	Base minore ritegno sismico
B <sub>2</sub>	0,89	m	Base maggiore ritegno sismico
d	0,8325	m	Altezza utile armatura
a	0,6975	m	Distanza di applicazione della forza dalla base
H	0,78	m	Altezza del ritegno sismico
L	1	m	Larghezza della mensola

VERIFICA

$$l = a + 0.2d = 0,6975 \text{ [m]}$$

$$\lambda = \cot g(\psi) = \frac{l}{0.9d} = 0,930931 \text{ [-]}$$

Sollecitazione di calcolo:

F <sub>SLC</sub>	1650	kN
------------------	------	----

Armatura:

n°	8	[-]
φ	25	[mm]
A <sub>s</sub>	39,2699	[cm <sup>2</sup> ]

Portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:

$$P_{Rs} = (A_s x f_{sd}) x \left(\frac{1}{\lambda}\right) = 1650,658 \text{ [kN]}$$

Prs > Fslc Verifica Soddisfatta

Resistenza del puntone di calcestruzzo:

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

$$P_{Rc} = 0.4 * b * d * f_{cd} * \left(\frac{c}{1 + \lambda^2}\right) = 3775,75 \text{ kN}$$

Prc > Fslc Verifica Soddisfatta

Verifica Gerarchia delle resistenze:

Prc > Prs Verifica Soddisfatta

progettazione ati:

## 10 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

### Valutazione semplificata del massimo carico verticale agente sui pali in condizione SLU

Peso ed eccentricità spalla :

- P1 (fondazione) =  $25 \times 16,80 \times 9,60 \times 1,80 = 7258 \text{ kN}$
- 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  $\gamma$  medio terreno-cla) =  $22 \times 6,30 \times 12,00 \times 5,50 = 9148 \text{ kN}$
- M12 (eccentricità L elevazione rispetto baricentro palificata  $9,60/2-5,50/2=2,05\text{m}$ ):  $9148 \times -2,05 = -18753 \text{ kNm}$  (antiorario)
- Mt2 (eccentricità T elevazione rispetto baricentro palificata 0,00m) : 0 kNm
  
- P3 (peso proprio impalcato) :  $3250+3100+3250 = 9600 \text{ kN}$
- M13 (eccentricità L impalcato rispetto baricentro palificata  $9,60/2-3,00=1,80\text{m}$ ):  $9600 \times 1,80 = +17280 \text{ kNm}$  (orario)
- Mt3 (eccentricità T impalcato rispetto baricentro palificata 0,00m) : 0 kNm
  
- P4 (peso proprio carichi mobili) :  $1800+1250+400 = 3450 \text{ kN}$
- M14 (eccentricità L carichi mobili rispetto baricentro palificata  $9,60/2-3,00=1,80\text{m}$ ):  $3450 \times 1,80 = +6210 \text{ kNm}$  (orario)
- Mt4  $+(1800-400) \times 4,00 = 5600 \text{ kNm}$
  
- Vento trasversale Mt5 =  $750 \times 8,00 = 6000 \text{ kNm}$
  
- M16 (Spinta terre a riposo) :  $18 \times 0,426 \times 8,10^3 / 6 \times 12,00 = 8150 \text{ kNm}$
- M16 (Spinta sovraccarico) :  $25 \times 0,426 \times 8,10^2 / 2 \times 12,00 = 4192 \text{ kNm}$
  
- P tot =  $7258+9148+9600+3450 = 29456 \text{ kN}$
- M1 tot =  $-18753+17280+6210+8150+4192 = 17079 \text{ kNm}$
- Mt tot =  $5600 + 6000 = 11600 \text{ kN/m}$

Npali = 28  
Wlong =  $2 \times 7 \times (3,60^2 + 1,20^2) / 3,60 = 56 \text{ palo/m}$   
Wtras =  $2 \times 4 \times (7,20^2 + 4,8^2 + 2,40^2) / 7,20 = 89.6 \text{ palo/m}$

Valutazione del massimo carico su palo d'angolo :

$$R = 29456/28 + 12887/56 + 11600/89.6 = 1052 + 305 + 129 = 1486 \text{ kN}$$

$$R_{SLU} = 1,35 \times 1486 = 2006 \text{ kN (calcolo semplificato)}$$

### **Nmax+Mmax-SLU\_02**

Carico assiale massimo su palo da relazione di calcolo

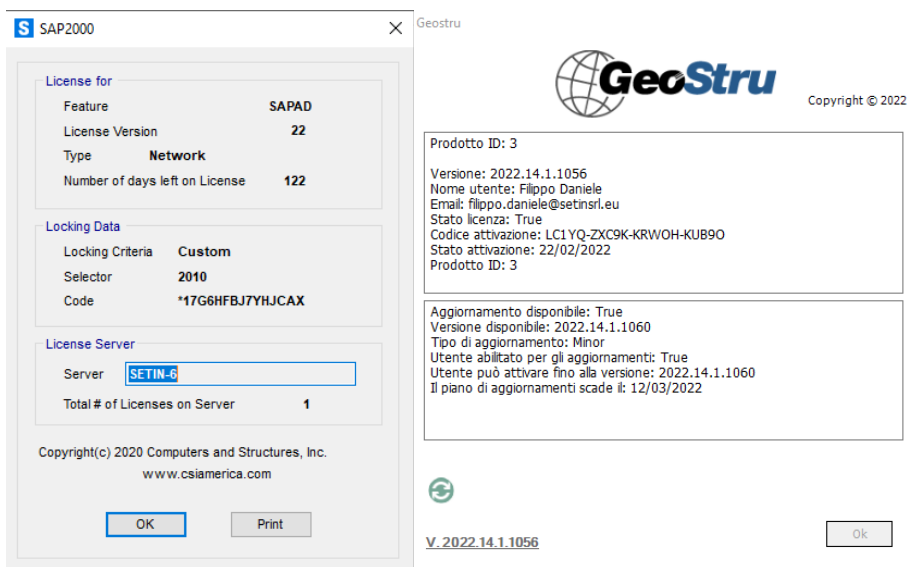
$$P_{i,SLU} = 2089.8 \text{ kN} \cong 2006 \text{ kN}$$

Il calcolo semplificato ha dato un risultato di poco inferiore.

progettazione ati:

## 11 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



progettazione ati: