

S.S. 675 "UMBRO - LAZIALE"
**Sistema infrastrutturale del collegamento del porto
 di Civitavecchia con il nodo intermodale di Orte**
Tratta Monte Romano est - Civitavecchia
1° Stralcio Monte Romano est - Tarquinia

PROGETTO DEFINITIVO

COD. RM366

R.T.I. di PROGETTAZIONE:



I PROGETTISTI:

Ing. Nicola Cuozzo (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma N. 15447

Ing. Andrea Poli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino N. 8511W

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.:

Ing. Biagio Camaldo

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giampiero Carrieri
Ordine regionale dei Geologi del Piemonte. N. 274

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Dott. Geol. Giampiero Carrieri
Ordine regionale dei Geologi del Piemonte. N. 274

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Achille Devitofranceschi

PROTOCOLLO

—

DATA

OPERE D'ARTE MAGGIORI: GA ED OPERE D'IMBOCCO
GALLERIA MONTE ROMANO
 Relazione tecnica e di calcolo delle opere provvisionali
 e delle gallerie artificiali

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

DPRM0366 **D** **2201**

NOME FILE

P02GA01STRRE01_A.dwg

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

P02GA01STRRE01

A

—

A

EMISSIONE PD

MARZO 2022

Giuseppe Porcasi

G. Brino

G. Quaglio

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

INDICE	1
1 INTRODUZIONE	3
2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
4 METODI DI ANALISI	8
4.1 OPERE DI SOSTEGNO	8
4.1.1 <i>Ipotesi di calcolo</i>	8
4.1.2 <i>Azione sismica</i>	9
4.1.3 <i>Combinazione delle azioni</i>	9
4.2 GALLERIE ARTIFICIALI	11
4.2.1 <i>Ipotesi di calcolo</i>	11
4.2.2 <i>Modello di calcolo</i>	12
4.2.3 <i>Pressioni indotte dal terreno</i>	13
4.2.4 <i>Pressioni indotte dall'acqua</i>	13
4.2.5 <i>Azione sismica</i>	13
4.2.6 <i>Combinazioni delle azioni</i>	15
4.3 Verifica degli elementi in calcestruzzo armato	16
5 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DI CALCOLO	20
5.1 IMBOCCO LATO OVEST	20
5.2 IMBOCCO LATO EST	20
6 GALLERIA ARTIFICIALE	21
6.1 DESCRIZIONE DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI	21
6.2 VERIFICA DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI	21
7 OPERE DI SOSTEGNO IMBOCCO LATO OVEST	23
7.1 DESCRIZIONE DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI	23
7.2 VERIFICA DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI	23
7.2.1 <i>Opere di sostegno</i>	23
7.2.2 <i>Parametri di calcolo ed analisi dei carichi</i>	24
7.2.3 <i>Verifiche dei micropali</i>	24
7.2.4 <i>Verifica dei tiranti</i>	25
7.3 Verifica trave di ripartizione	26
8 OPERE DI SOSTEGNO IMBOCCO LATO EST	27
8.1 DESCRIZIONE DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI	27
8.2 VERIFICA DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI	27
8.2.1 <i>Opere di sostegno</i>	27

8.2.2	<i>Sezioni di verifica</i>	27
8.2.3	<i>Caratteristiche Sezione 1</i>	28
8.2.3.1	Parametri di calcolo ed analisi dei carichi	28
8.2.3.2	Verifiche dei pali	29
8.2.3.3	Verifiche dei tiranti	29
8.2.3.4	Verifica Trave di ripartizione	31
8.2.4	<i>Caratteristiche Sezione 2</i>	32
8.2.4.1	Parametri di calcolo ed analisi dei carichi	32
ALLEGATO 1: RISULTATI ANALISI STRUTTURALE GALLERIA ARTIFICIALE		33
ALLEGATO 2: VERIFICHE STRUTTURALI RIVESTIMENTO DEFINITIVO		39

1 INTRODUZIONE

La presente relazione è parte integrante del progetto di realizzazione della S.S. 675 "Umbro-Laziale" (ex raccordo Civitavecchia-Orte) tra il Km 86+000 della S.S. 1 "Aurelia" ed il km 21+500 della S.S. 1 bis (Tronco n° 3 Lotto n° 1 stralcio B – Tronco n° 2 Lotti 1 e 2) appartenente alla categoria B in accordo con [N1]. In particolare, è oggetto della relazione la descrizione e verifica delle opere civili e delle modalità di esecuzione degli imbocchi della galleria Monteromano, scavata con metodo tradizionale, di lunghezza pari a 1551.03 m (carr.Sud) e 1586.92 m (carr.Nord). Le progressive di imbocco della galleria naturale e dei portali sono definite nella seguente tabella:

Galleria MONTE ROMANO	Becco di flauto	Galleria Artificiale	Galleria Naturale	Galleria Naturale	Galleria Artificiale	Becco di flauto
carreggiata sud	2+187.67	2+207.68	2+247.97	3+688.94	3+733.94	3+753.97
carreggiata nord	2+163.13	2+183.12	2+238.41	3+675.34	3+745.34	3+765.34

Le opere di stabilizzazione e sostegno degli scavi, previste per gli imbocchi della galleria Monteromano, sono realizzate mediante paratie di micropali con più livelli di tiranti per l'imbocco ovest e paratie di pali con più livelli di tiranti per l'imbocco est. In corrispondenza delle zone di attacco sono previste paratie di micropali in GFRP. La geometria delle paratie è studiata in modo tale da minimizzare gli sbancamenti necessari per inserire l'opera nel contesto ambientale e, nel contempo, permettere una sistemazione definitiva dei versanti rispettosa della morfologia originaria degli stessi.

Nel seguito sono illustrate le soluzioni progettuali e le verifiche di dimensionamento sia delle opere di sostegno provvisoriale, sia delle gallerie artificiali. Per le verifiche relative alla galleria naturale si rimanda alla relazione di calcolo dedicata.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- **Decreto Ministeriale 5 novembre 2001, n. 6792 (S.O. n.5 alla G.U. n.3. del 4.1.02)**
- Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade.
- **Decreto Ministeriale 17/01/2018** – Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"
- **Circolare 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP.** - Istruzioni per l'applicazione dell' "aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17/01/2018.
- **UNI EN 1992-2005:** "Progettazione delle strutture in calcestruzzo";
- **EN 1998-5 (2004):** Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining, structures and geotechnical aspects
- **CNR – DT 203/2006** – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di strutture di calcestruzzo armato con barre di materiale composito fibrorinforzato.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO

Calcestruzzo **C28/35**

$R_{ck} \geq 35$ Mpa

Copriferro (inteso come ricoprimento minimo sull'armatura) ≥ 5 cm

Fibre in propilene 1.5 kg/m^3

SLU

$R_{ck} \geq 35$ MPa resistenza a compressione cubica caratteristica (frattile 5%)

$\gamma_c = 1.5$ coefficiente parziale per SLU

$\alpha = 0.85$ fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata

$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05$ MPa resistenza a compressione cilindrica caratteristica (frattile 5%)

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05$ MPa resistenza a compressione cilindrica media per SLU

$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 16.46$ MPa resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU

$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} = 2.83$ MPa resistenza a trazione media (frattile 50%)

$f_{ctk 0.05} = 0.7 f_{ctm} = 1.98$ MPa resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)

$f_{ctk 0.95} = 1.3 f_{ctm} = 3.69$ MPa resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)

$f_{ctd} = f_{ctk 0.05} / \gamma_c = 1.32$ MPa resistenza a trazione di progetto

$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm} = 3.40$ MPa resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)

$f_{cfk 0.05} = 0.7 f_{cfm} = 2.38$ MPa resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)

$f_{cfk 0.95} = 1.3 f_{cfm} = 4.42$ MPa resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)

$E_{cm} = 22000(f_{cm} / 10)^{(0.3)} = 32558$ MPa modulo di elasticità medio

SLE

$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.36$ MPa stato limite di formazione delle fessure

$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 17.43$ MPa stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione rara)

$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 13.07$ MPa stato limite delle tensioni di esercizio (combinaz. quasi perm.)

CALCESTRUZZO MAGRO

Calcestruzzo **C12/15**

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

B450C

SLU

$f_{yk} \geq 450$ MPa tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)

$\gamma_s = 1.15$ coefficiente parziale per SLU

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 391.30 \text{ MPa}$ tensione di snervamento di calcolo
 $E_S = 210000 \text{ MPa}$ modulo elastico

SLE
 $\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ stato limite delle tensioni di esercizio
 $n = 15$ coefficiente di omogeneizzazione
copriferro = 5 cm

ACCIAIO PER TUBI E PROFILATI

UNI EN 10025-2 - S 355

$\gamma_M = 1.05$ coefficiente parziale per SLU
 $f_{tk} = 510 \text{ MPa}$ tensione di rottura caratteristica (frattile 5%)
 $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 338.10 \text{ MPa}$ tensione di snervamento di calcolo
 $E_S = 210000 \text{ MPa}$ modulo elastico

ACCIAIO ARMONICO PER TIRANTI IN TREFOLI DA 0.6"

$f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$ tensione di rottura a trazione nell'acciaio
 $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$ tensione di snervamento dell'acciaio
 $E_S = 210000 \text{ MPa}$ modulo elastico

COMPOSITO FIBRORINFORZATO (GFRP)

$f_{ftk} = 600 \text{ MPa}$ resistenza a trazione e flessione
 $f_{tk} = 35 \text{ MPa}$ resistenza a taglio
 $E_{GFRP} = 35000 \text{ MPa}$ modulo elastico

MISCELA DI GUAINA:

- Cemento tipo 42.5 (~4500cmq/g Blaine)
- Rapporto a/c= 1.8÷2
- Bentonite ~9% sul peso cemento.
- Densita' ~1.30t/mc.
- Viscosita' Marsh ~43° a 4mm.

MISCELA D'INIEZIONE PER TIRANTI:

- Cemento tipo 52.5
- Rapporto a/c ≤ 0.4
- Additivo fluidificante antiritiro $\sim 4\%$ sul peso cemento
- Resistenza a compressione: 3 gg ≥ 25 Mpa, 28 gg ≥ 50 Mpa

IMPERMEABILIZZAZIONE

- Resistenza a trazione ≥ 15 MPa.
- Teli per impermeabilizzazione: sp. = 2mm

CORDOLINO IDROESPANSIVO DI TENUTA IDRAULICA (WATER-STOP)

- Dimensione: 25 x 25 mm
- Peso ≥ 1.10 Kg/m
- Temperatura di applicazione da -15°C a $+50^{\circ}\text{C}$
- Stabilità alle soluzioni saline ed aggressive e resistenza all'azione inibente degli ioni calcio e magnesio
- Espansione a contatto con l'acqua: 6 volte il volume iniziale minimo senza perdita di coesione di massa

TESSUTO NON TESSUTO

- Strato di tessuto non tessuto ≥ 500 gr/m²
- Resistenza a punzonamento ≥ 4.0 kN.
- Resistenza a trazione media ≥ 20 kN/m.

DRENAGGI

Tubi microfessurati in PVC ad alta resistenza rivestiti con TNT:

- Resistenza a trazione = 4.5MPa
- Diametro perforazione $\varnothing = 100$ mm
- Diametro esterno $\varnothing = 60$ mm
- Spessore sp = 5mm

4 METODI DI ANALISI

4.1 OPERE DI SOSTEGNO

Le opere di stabilizzazione e sostegno degli scavi sono realizzate mediante paratie di micropali con più livelli di tiranti per l'imbocco ovest e paratie di pali con più livelli di tiranti per l'imbocco est. In questo caso, in corrispondenza delle zone di attacco sono previste paratie con pali armati a mezzo di barre GFRP.

4.1.1 Ipotesi di calcolo

Le analisi di stabilità locale delle opere di sostegno e quelle per la valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti (micropali e tiranti) sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti Plaxis 2D Connect Edition vr. 21.01.00.479. In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra paratia e terreno avviene considerando:

- ✓ la paratia come un elemento beam il cui comportamento è caratterizzato dalla rigidità flessionale EJ,
- ✓ il terreno a mezzo di elementi mesh con comportamento elasto-plastico definita in accordo con il modello costitutivo Hardening Soil.

Questo modello numerico consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle configurazioni di carico, delle fasi esecutive e di esercizio. Nel caso in esame, in una generica fase di calcolo dell'analisi di interazione tra paratia e terreno la soluzione viene a dipendere dal percorso tensio-deformativo seguito dagli elementi schematizzanti il terreno nelle fasi precedenti; dalle variazioni di spinta o reazione del terreno indotte dalla progressione degli scavi, dall'inserimento di tiranti, dalle variazioni delle condizioni idrostatiche e di sovraccarico, etc.

Nella tabella seguente è riportata la successione tipica delle fasi di modellazione eseguita per l'analisi delle strutture di sostegno degli imbocchi:

FASE	DESCRIZIONE
1	Condizione iniziale geostatica
2	Realizzazione paratia
3	I fase di scavo e drenaggio
4	Applicazione del I ordine di tiranti/puntoni
5	II fase di scavo

FASE	DESCRIZIONE
6	Applicazione del II ordine di tiranti/puntoni
-	-
N-2	Applicazione dell'ultimo ordine di tiranti/puntoni
N-1	Ultima fase di scavo
N	Applicazione delle azioni sismiche

4.1.2 Azione sismica

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale introdotta dal DM2018, alle gallerie in esame (Latitudine = 42.284; Longitudine = 11.9297; Vita utile = 100 anni; Classe d'uso = IV) corrisponde un'accelerazione orizzontale massima pari a: $a_g = 0.218g$ allo **SLU** (SLC).

L'azione sismica agente sulle masse strutturali delle opere di sostegno e del terreno a tergo di queste è stata considerata con un approccio di tipo pseudo-statico applicando direttamente al modello numerico l'accelerazione prima descritta.

In questo tipo di analisi quando viene per esempio applicata un'accelerazione pseudo statica verticale positiva, il modello risponde in modo analogo con una accelerazione e quindi con un movimento verso l'alto. Come risposta, tutti gli elementi del modello tendono a sentirsi come se fosse applicata una forza verticale verso il basso e si hanno pertanto spostamenti nella direzione opposta dell'accelerazione pseudo statica specificata.

Per le accelerazioni pseudo statiche applicate orizzontalmente, il modello risponde in modo simile.

4.1.3 Combinazione delle azioni

Le verifiche di stabilità delle paratie sono state effettuate considerando le seguenti combinazioni di carico:

STATO LIMITE ULTIMO												
CASO	AZIONI γ_F				PROPRIETA' TERRENO γ_M			RESISTENZE γ_R				
	PERMANENTI		VARIABILI		$\tan\Phi'$	c'	Cu	qB	δ	Kp		
	SFAV.	FAV.	SFAV.	FAV.								
1 (A1+M1)	1.3	1	1.5	0	1	1	1	1	1	1		
2 (A2+M2)	1	1	1.3	0	1.25	1.25	1.4	1	1	1	$\psi_{2,j}$	0.2

In particolare in accordo con il DM 17/01/2018, la combinazione A2+M2 è stata adottata sia per le

verifiche di stabilità globale che per le verifiche strutturali, mentre la combinazione A1+M1 è stata applicata per il dimensionamento strutturale delle opere.

In quanto opere provvisoriale, le paratie sono state verificate solo nelle combinazioni allo SLU; per quanto riguarda il calcolo dell'azione sismica si è fatto riferimento ad una classe d'uso IV, vita utile 10 anni e SLU (SLC).

4.2 GALLERIE ARTIFICIALI

4.2.1 Ipotesi di calcolo

Il calcolo della galleria artificiale è stato effettuato a mezzo del software di calcolo agli elementi finiti Straus7 R2.4.6.

La struttura è discretizzata con elementi beam avente lunghezza pari a 25cm rigidamente vincolati tra di loro come indicato nella seguente immagine.

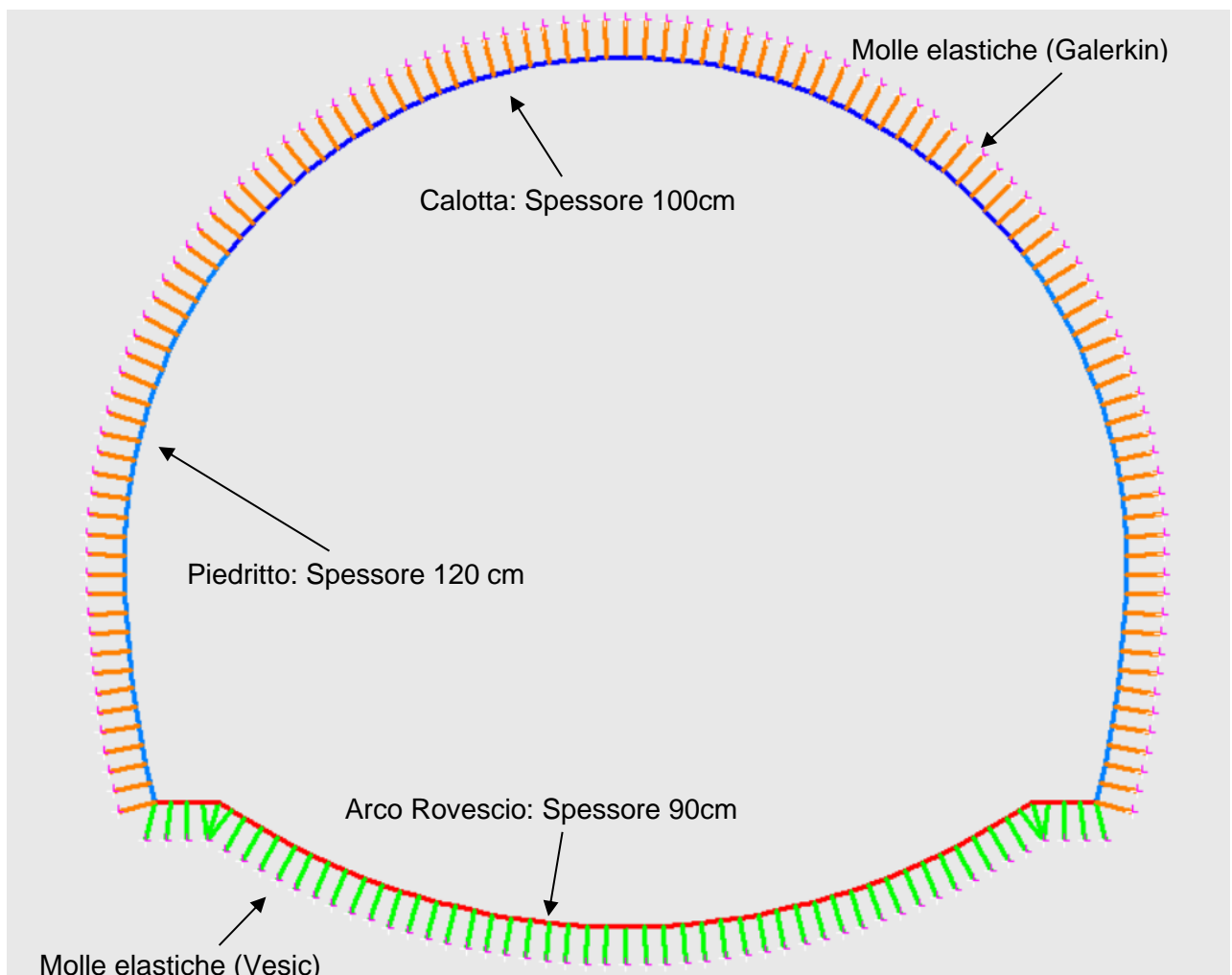


Figura 1 – Modello numerico per il calcolo del rivestimento definitivo

L'interazione terreno struttura è considerata a mezzo di molle elastiche reagenti solo a compressione.

4.2.2 Modello di calcolo

Nell'analisi FEM il rivestimento definitivo è stato modellato come un materiale avente comportamento perfettamente elastico attraverso elementi degli "beam".

L'interazione suolo/rivestimento è stata modellata attraverso delle molle in cui viene trascurato la resistenza a trazione. Il modulo di reazione del terreno (K_n) per le pareti laterali e la calotta è definito come direttamente proporzionale al modulo elastico del terreno e inversamente proporzionale al raggio della galleria e al rapporto di Poisson, secondo la seguente equazione (formula di Galerkin):

$$K_n = \frac{E}{R_{eq} \cdot (1 + \nu)}$$

dove:

E = modulo elastico del terreno

R_{eq} = raggio equivalente del tunnel

ν = coefficiente di Poisson

Per il calcolo del modulo di reazione dell'arco rovescio è stata utilizzata la seguente equazione, dove al posto del raggio è stata introdotta la larghezza dell'arco rovescio (metodo di Vesic):

$$K_n^* = \frac{E}{D \cdot (1 - \nu^2)}$$

dove:

D = larghezza dell'arco rovescio/invert della galleria.

Sulla base della stratigrafia è stato assunto un modulo elastico $E_1 = 40$ MPa in corrispondenza dei piedritti e calotta, e un modulo $E_2 = 150$ MPa in corrispondenza dell'arco rovescio; con $\nu = 0.3$ e $R_{eq} = 6.80$ m si ha:

Vesic (Arco Rovescio)		
$K_{Rock-mass}$	41208.79	kN/m

Galerkin (Calotta e Piedritti)		
$K_{Rock-mass}$	1131.22	kN/m

4.2.3 Pressioni indotte dal terreno

Per quanto riguarda il dimensionamento della galleria artificiale, è stata considerata la sezione con la massima altezza di ritombamento corrispondente all'imbocco est, carreggiata nord

I carichi agenti sulle gallerie artificiali sono i seguenti:

- ✓ Peso proprio della struttura valutato automaticamente dal programma di calcolo attribuendo al c.a. un peso specifico di 25 kN/m³;

Carico verticale del terreno di ricoprimento P_v , . Considerando la massima altezza di ritombamento (4.50m) si ottiene:

$$p_v = 90 \text{ kPa}$$

✓

- ✓ Spinte orizzontali P_h presenti a lungo termine variabili con la profondità calcolate secondo la formula:

$$P_h = P_v \cdot K_0 = \gamma \cdot z \cdot K_0$$

Con

$K_0 = 1 - \sin\varphi$, coefficiente di spinta a riposo per terreni normal-consolidati.

Il peso proprio del terreno di ritombamento è stato assunto pari a 20 kN/m³. L'angolo di attrito φ è stato posto pari a 35°.

4.2.4 Pressioni indotte dall'acqua

Al fine di considerare l'eventualità di un malfunzionamento del sistema di drenaggio, è stato considerato un carico idraulico pari all'altezza del tunnel stesso ($H_w=12.00\text{m}$).

4.2.5 Azione sismica

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale introdotta dal DM2008 e ripresa dal DM2018, alle gallerie in esame (Latitudine = 42.284; Longitudine = 11.9297; Vita nominale = 50 anni; Classe d'uso = IV) corrisponde una pericolosità di base definita a partire dai seguenti valori:

- Vita nominale: $V_N=50$ anni
- Classe d'uso IV ($C_u=2.0$)
- Periodo di riferimento: $V_R= V_N \cdot C_u =100$ anni
- Tempo di ritorno (SLC): $T_R=1950$ anni

- $a_g = 0.218g$
- $F0 = 2.51$
- $Tc^*=0.291$
- Categoria di suolo: B
- Categoria Topografica T1
- Coefficiente categoria sottosuolo: $S_s = 1.20$
- Coefficiente categoria topografica: $S_T = 1.00$
- $S = S_s \cdot S_T = 1.2$

Essendo la galleria una struttura rigida, l'approccio progettuale implementato nell'analisi strutturale si basa sulla teoria di Wood, 1973 (EC8, Annex E) e consiste nell'applicare alla struttura un carico orizzontale pseudo-statico uniformemente distribuito al fine di modellare l'aumento del carico indotto dall'azione sismica.

La pressione sismica orizzontale Δp_d è calcolata come:

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

Dove:

- 1 $\frac{a_g}{g}$ è l'accelerazione di picco scalata alla profondità del tunnel
- 2 γ peso dell'unità di volume della roccia
- 3 H altezza del muro/tunnel

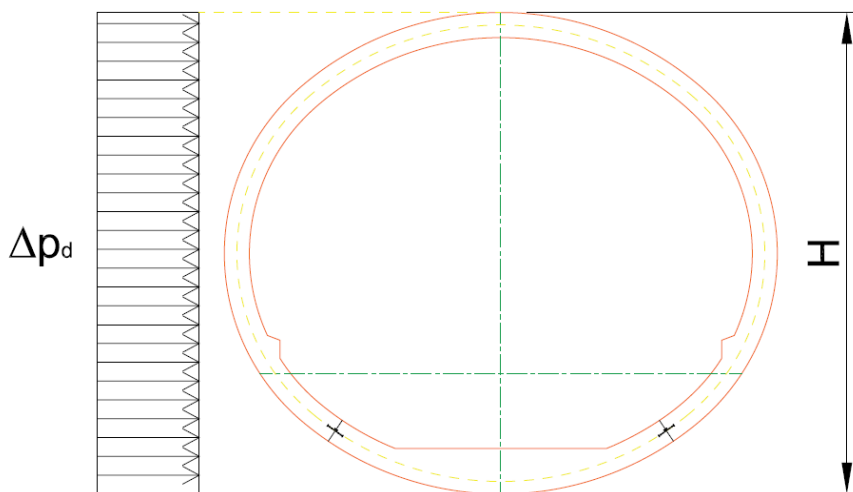


Figura 2 Applicazione della pressione pseudo-statica in accordo con Wood, 1973

A questo punto è necessario calcolare l'effetto sismico rispetto alla profondità della galleria. Secondo Hashash et al. 2001, il coefficiente C è definito come:

Tunnel depth (m)	Ratio of ground motion at tunnel depth to motion at ground surface
≤ 6	1.0
6–15	0.9
15–30	0.8
> 30	0.7

$$a_{z,max} = C \cdot a_{max,s}$$

Per il caso in esame, il valore della pressione pseudo-statica è pari a:

S_s	1.2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica (NTC2018 - Tab. 3.2.IV)
S_T	1	-	Coefficiente di amplificazione topografica (NTC2018 - Tab. 3.2.V)
$S = S_s \cdot S_T$	1.2	-	Coefficiente di amplificazione
H	12.00	m	Altezza tunnel
γ	20	kN/m ³	Peso dell'unità di volume del terreno
C	1	-	Rapporto $a_{z,max}/a_g$ secondo Hashash,2001
$\ddot{a}_{z,max}$	0.218	g	Accelerazione alla profondità del tunnel
D_{pd}	62.8	kPa	Pressione pseudo-statica da applicare al tunnel

4.2.6 Combinazioni delle azioni

La struttura della galleria è stata verificata per le condizioni di carico riportate nel DM 2018 sia nei riguardi degli stati limite ultimi che nei riguardi degli stati limite di esercizio, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze (§ 6.2.3).

Le combinazioni di calcolo adottate sono schematizzate nelle seguenti tabelle:

SLU	CASO	AZIONI γF				PROPRIETA' TERRENO γM			RESISTENZE γR		
		PERMANENTI		VARIABILI		$\tan\phi'$	c'	Cu	qB	δ	Kp
		SFAV.	FAV.	SFAV.	FAV.						
A1+M1	1	1.3	1	1.5	0	1	1	1	1	1	1
SISMICA	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

SLE	CASO	AZIONI γF				PROPRIETA' TERRENO γM			RESISTENZE γR		
		PERMANENTI		VARIABILI		$\tan\phi'$	c'	Cu	qB	δ	Kp
		SFAV.	FAV.	SFAV.	FAV.						
A1+M1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1

4.3 Verifica degli elementi in calcestruzzo armato

Le verifiche degli elementi in calcestruzzo armato sono condotte in accordo con DM 17/01/2018. Di seguito è brevemente indicata la metodologia seguita.

SLU - Presso-flessione

Analogamente al caso di sezione mista acciaio-calcestruzzo soggetta a forza normale e flessione retta, la verifica si effettua operando nel piano N-M: basta accertare che il punto avente le coordinate M_d , N_d rappresentative degli effetti delle azioni di calcolo (cioè delle azioni di servizio moltiplicate per i correlativi coefficienti parziali di sicurezza γ_e), appartenga al dominio resistente, delimitato dalla curva di interazione M-N. Sono state verificate le sezioni in cemento armato relative al rivestimento definitivo.

In questo caso viene adottato un procedimento rigoroso, basato sulle ipotesi seguenti (DM2018 4.1.2.1.2):

- 4 diagramma σ - ϵ del calcestruzzo compresso a forma di parabola-rettangolo;
- 5 diagramma σ - ϵ dell'acciaio, sia teso che compresso, elastico-perfettamente plastico:
 - 5.1 conservazione delle tensioni piane;
 - 5.2 perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo;
 - 5.3 calcestruzzo teso non reagente.

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione viene effettuata con i criteri descritti nelle specifiche sezioni delle NTC18, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:

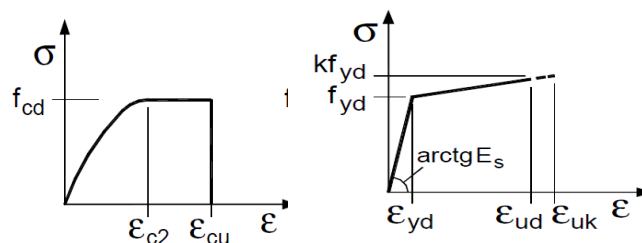
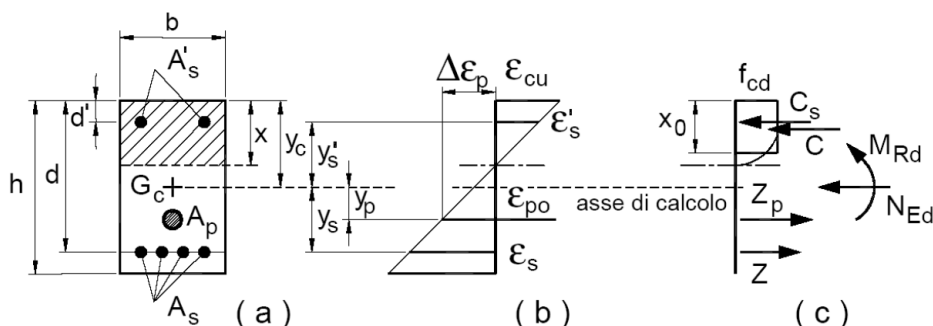


Figura 3 –Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio



Sono stati calcolati i momenti resistenti di progetto (momenti ultimi) corrispondenti al valore assegnato dell'azione assiale sollecitante di progetto N_{sd} . È stato verificato che il valore di N_{sd} non risulti maggiore del valore ultimo per compressione o trazione semplice. I momenti sono calcolati rispetto al baricentro della sezione.

Il momento resistente viene determinato dopo aver calcolato la curvatura che, in condizioni di deformazione limite del calcestruzzo o dell'acciaio, soddisfa l'equilibrio alla traslazione.

Sono stati ricavati i punti di dominio M-N della sezione, evidenziando la posizione del punto NSd-MSd rappresentativo dello stato di sollecitazione. Si assumono come positive le compressioni.

SLU - Taglio

È stata eseguita, inoltre, la verifica nei confronti delle sollecitazioni taglienti della sezione in calcestruzzo armato dotata di specifica armatura a taglio (DM2018 - 4.1.2.3.5.2).

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

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

$$\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$$

d = altezza utile per piedritti soletta superiore e inferiore;

b_w = 1000 mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

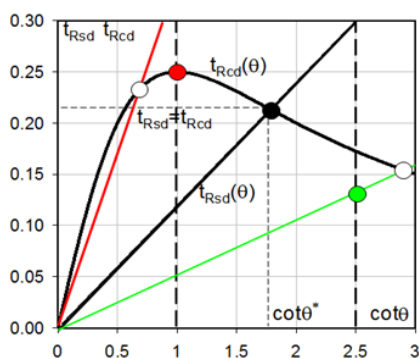
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)}{(1 + \text{ctg}^2\theta)}$$

Essendo:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2.5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto nelle NTC18, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2.5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$



- Se la $\text{cot}\theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\text{cot}\theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio supportato dalle armature trasversali valutabile per una $\text{cot}\theta=2,5$.
- Se la $\text{cot}\theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio supportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\text{cot}\theta=1,0$.

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\text{cot} \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

Dove:

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

SLE – Tensioni ammissibili

Successivamente sono state effettuate delle verifiche agli Stati Limite di Esercizio, che consistono in una limitazione delle tensioni di esercizio, e verifiche agli Stati Limite di Fessurazione (limitazione delle ampiezze massime delle aperture) DM2018 4.1.2.2.4 – 4.1.2.2.5.

In particolare:

6	$\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck}$	tensione nel calcestruzzo (comb. frequente)
7	$\sigma_{cls} < 0.60 f_{ck}$	tensione nel calcestruzzo (comb. rara)
8	$\sigma_s < 0.80 f_{ck}$	tensione nell'acciaio di armatura
9	$w_k < 0.20 \text{ mm}$	apertura delle fessure nel cls.

SLE – Verifica apertura delle fessure

Per il calcolo dell'apertura delle fessure si procede in questo modo:

10	$w_k = 1.7 s_{rm} \epsilon_{sm}$	ampiezza delle fessure
----	----------------------------------	------------------------

dove:

- 11 w_k è l'ampiezza di calcolo delle fessure;
- 12 s_{rm} è la distanza media finale tra le fessure;
- 13 ϵ_{sm} è la deformazione media che tiene conto, nella combinazione di carico considerata, degli effetti di "tension stiffening", del ritiro ecc.;

Armatura minima

Le armature minime e massime da disporre nelle sezioni sono definiti tramite le seguenti espressioni in accordo alle NTC 17/01/2018:

Tabella 1: Limiti di armatura a flessione per la sezione in c.a

Vincolo	Formulazione
A_{sl,min_1}	$0.26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d$
A_{sl,min_2}	$0.0013 \cdot b \cdot d$
$A_{sl,max}$	$0.0400 \cdot b \cdot h$

Tabella 2: Limiti di armatura a taglio per la sezione in c.a

Vincolo	Formulazione
$A_{sw,min} [\text{mm}^2/\text{m}]$	$1.5 \cdot b_w$
$s_{max} [\text{mm}]$	$\max(0.80 \cdot d ; 1000/3)$

5 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DI CALCOLO

I valori dei parametri geotecnici utilizzati nei calcoli di verifica della presente relazione sono stati valutati in base a quanto riportato nella "Relazione Geotecnica", alla quale si rimanda per il dettaglio delle indagini eseguite e della relativa descrizione e caratterizzazione dei terreni interessati dallo scavo delle gallerie. La situazione geologica nei due imbocchi è leggermente differente e viene descritta di seguito.

5.1 IMBOCCO LATO OVEST

Di seguito sono riportati i parametri di resistenza e deformabilità dei terreni presenti.

Parametri	Flysch Calcareao (da p.c. a oltre -40 m)
Peso di volume γ (kN/m ³)	20
Coesione efficace c' (kPa)	20
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	24
Modulo elastico E' (MPa)	150

5.2 IMBOCCO LATO EST

Di seguito sono riportati i parametri di resistenza e deformabilità dei terreni presenti.

Parametri	Accumuli di frana (da 0 a 7 m da p.c.)	Flysch Calcareao (da 7 m a oltre -40 m)
Peso di volume γ (kN/m ³)	20	20
Coesione efficace c' (kPa)	9	20
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	21	24
Modulo elastico E' (MPa)	50	150

6 GALLERIA ARTIFICIALE

Per il dimensionamento del tratto in artificiale della galleria Monte Romano si è considerata la sezione con la massima copertura di ritombamento. Tale sezione è prevista in corrispondenza dell'imbocco Ovest, canna nord.

6.1 DESCRIZIONE DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI

Il tratto in artificiale è composto dai seguenti distinti segmenti:

- concio d'attacco tra galleria naturale e artificiale sotto la dima: è realizzato senza casseri esterni con le stesse fasi, modalità di getto e sistema di impermeabilizzazione e di drenaggio della galleria naturale e la stessa armatura della galleria artificiale;
- galleria artificiale in c.a. propriamente detta: a piedritti verticali, di spessore tale da contenere le nicchie di ricovero personale;
- portale di imbocco in c.a.: è sagomato secondo un "becco di flauto"

La galleria artificiale propriamente detta ha una lunghezza rispettivamente di circa 40.00 m e 65.00 m per la carreggiata sud e la carreggiata nord. Sino all'inizio della dima e del concio d'attacco, che si sovrappongono per 5 m; il portale è sagomato a "becco di flauto" ed ha lunghezza di 20.00 m.

La sezione della galleria artificiale ha una larghezza pari a 11.80 m, con raggio interno in calotta di 6.10 m e in arco rovescio di 10.00; gli spessori sono di 100 cm per la calotta e 90 cm in arco rovescio. Il rinterro avverrà direttamente sul manto impermeabile.

Per la sistemazione finale, il ritombamento dovrà ricoprire interamente, oltre agli scavi d'approccio, le strutture di sostegno provvisorie, raccordando il versante a monte e a valle dell'imbocco con pendenze massime pari a 2(verticalità):3(orizzontale).

6.2 VERIFICA DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI

Nell'allegato 1 e 2 del presente elaborato sono riportate le verifiche relative alle condizioni di calcolo prima descritte per la galleria artificiale.

Sono stati presi in considerazione, per le verifiche, quattro elementi frame situati rispettivamente sull'arco rovescio, sui piedritti, e in calotta.

È stata considerata una sezione di calcestruzzo armato avente base pari a 1 m, altezza variabile a seconda della sezione considerata con armatura costituita da tondini Φ 26 ogni 12.5 cm disposti

simmetricamente con copriferro pari a 5 cm. È previsto inoltre l'impiego di ferri longitudinali Φ 18 ogni 25cm.

Sono stati ricavati i valori di sforzo assiale, momento flettente e taglio in output dal software di calcolo per ogni combinazione di calcolo.

Si è accertato, in seguito, che i punti aventi le coordinate N_{sd} , M_{sd} rappresentativi degli effetti delle azioni di calcolo (cioè delle azioni di servizio moltiplicate per i correlativi coefficienti parziali di sicurezza γ_e), appartengano al dominio resistente, delimitato dalla curva di interazione M-N.

È stata eseguita, inoltre, la verifica nei confronti delle sollecitazioni taglianti della sezione in calcestruzzo armato dotata di specifica armatura a taglio (staffe Φ 16 / 20) (DM2018 – 4.1.2.3.5.1).

Per quanto riguarda le verifiche agli stati limite di esercizio, sono state monitorate sia le tensioni di esercizio nel calcestruzzo e nell'acciaio, sia le ampiezze delle aperture nel calcestruzzo fessurato.

La seguente tabella riassume i quantitativi di armatura previsti per la galleria artificiale.

Posizione	Spessore [m]	Staffe	Armatura Principale	
			As	A's
Calotta	1.00	ϕ 16/25	ϕ 26/12.5	ϕ 26/12.5
Piedritti	1.20	ϕ 16/25	ϕ 26/12.5	ϕ 26/12.5
Arco Rovescio	0.90	ϕ 16/25	ϕ 26/12.5	ϕ 26/12.5

7 OPERE DI SOSTEGNO IMBOCCO LATO OVEST

7.1 DESCRIZIONE DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI

La trincea di approccio alla parete di attacco dello scavo in galleria naturale sarà realizzata mediante scavi sostenuti da una berlinese di micropali di diametro foro $\phi=240$ mm armati con tubi in acciaio di diametro 168.3 mm e spessore 12.5 mm posti ad interasse 40 cm e collegati in testa da un cordolo di coronamento in c. a. Le paratie saranno ancorate con più ordini di tiranti a tre, quattro o cinque trefoli, fino a un massimo di cinque ordini in corrispondenza della sezione d'imbocco della galleria naturale, dove si raggiunge la massima altezza fuori terra delle paratie, pari a circa 13.5 m. I tiranti, di lunghezza compresa fra 17 m e 22 m circa, sono posti a interasse orizzontale di 2 m e hanno inclinazione variabile pari a 15°.

L'azione di contrasto dei tiranti è distribuita sui micropali da travi di ripartizione costituite da doppi profilati metallici HEB 200 in acciaio S 355.

7.2 VERIFICA DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI

7.2.1 Opere di sostegno

Nel seguito vengono riportate le verifiche per le sezioni a 5 ordini di tiranti posizionate sul fronte di attacco alla galleria naturale (caratterizzato dalla maggiore acclività del pendio e dalle altezze di scavo più elevate

Nella tabella successiva, per la sezione esaminata, sono fornite le principali caratteristiche geometriche e stratigrafiche utilizzate nelle verifiche.

Opera di sostegno	Berlinese di micropali d=240mm – interasse 0.4 m
Tubolare	In acciaio d=168.3mm – spessore 12.5mm
Altezza totale paratia	H = 20.3 m
Lunghezza di infissione	L = 7.0 m
Sovraccarichi a monte dell'opera	q= 20 kPa
Stratigrafia di calcolo	Flysch calcareo da p.c. a – 30 m.
Fondo scavo	-13.30 m

Ordini di tiranti	5
Passo orizzontale tiranti	2 m
Falda	Quota falda a fondo scavo

7.2.2 Parametri di calcolo ed analisi dei carichi

I parametri geotecnici di calcolo utilizzati nelle verifiche sono riportati nella tabella seguente.

Terreno	Flysch calcareo
Quote	Da p.c. a – 30.0 m
γ (kN/m ³)	20
ϕ (°)	24
c' (kPa)	20
E_{vc} (MPa)	150
E_{ur} (MPa)	300

7.2.3 Verifiche dei micropali

Per i tubi di armatura dei micropali è previsto l'impiego di acciaio S355 per i quali la tensione di snervamento caratteristica è pari a:

$$f_{yd} = 355 \text{ MPa}$$

Nelle verifiche strutturali delle berlinesi si è considerata reagente la sola armatura del micropalo. Per ottenere le sollecitazioni sul singolo profilato si moltiplica il valore riportato nei grafici risultanti dal calcolo (azioni al metro lineare) per il passo dei micropali. Le verifiche sono soddisfatte quando non viene superato il valore di momento plastico resistente (M_{plrd}) per la sezione più sollecitata. Di seguito sono riportati i risultati delle verifiche fatte sui micropali in acciaio:

Palo in acciaio d=16.83 cm	Azione di progetto	Resistenza di progetto	FS
Momento flettente - M_d [kNm]	74.9	98.1	1.31
Taglio - V_d [kN]	49.2	725.7	14.75

7.2.4 Verifica dei tiranti

Per quanto concerne le verifiche dei tiranti, il tiro massimo di calcolo proveniente dall'analisi viene confrontato per ciascun ordine di tiranti con quello limite per i trefoli (verifica dell'armatura dei tiranti) e con quello limite della fondazione (verifica del bulbo d'ancoraggio).

La verifica del tirante viene effettuata adottando un tasso di lavoro pari al 90% di quello limite per gli acciai armonici.

$$N_{lim} = 0.90 \cdot 0.60 \cdot A_s \cdot f_{ptk}$$

dove:

N_{lim} = trazione limite nell'armatura

A_s = area della sezione di armatura = $n \cdot A_t$

A_t = area del singolo trefolo

n = numero di trefoli

f_{ptk} = tensione di rottura dell'acciaio di armatura

VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI SUI TIRANTI

Area (nom.) del singolo trefolo (0,6") :	1.39	cm ²	
Tens. di rottura a traz. nell'acciaio "f _{ptk} " :	1800	N/mm ²	(più preciso 1765)
Tensione di snerv. dell'acciaio "f _{p(1)k} " :	1600	N/mm ²	(più preciso 1590)

Ordine	Quota	Passo max (m)	n° trefoli	t _{max} (da paratie)	T _{max} (KN)	N _{q,s} (tiro amm.) (KN)	Pre tiro
1	1.5	2.0	3	100.7	201.4	405.3	100
2	4.5	2.0	4	176.4	352.8	540.4	160
3	7.5	2.0	5	252.2	504.4	675.5	200
4	10.0	2.0	5	274.6	549.2	675.5	200
5	12.0	2.0	5	211.3	422.6	675.5	200

Verifica dell'armatura del tirante

$$N_Q \leq N_{Qamm}$$

con

$$N_{Qamm} = 0.9 \cdot (0.6 \cdot f_{ptk} \cdot A_{tir})$$

Per quanto riguarda la verifica della fondazione del tirante:

$$L_f = \frac{N_t}{\pi \cdot d_c \cdot \tau_{fu}}$$

dove:

N_t = tiro sul singolo tirante (ricavato dalla combinazione A1+M1)

d_c = $\alpha \cdot d$

α = coefficiente funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione

d = diametro della perforazione

T_{fu} = aderenza di calcolo tra bulbo di fondazione e terreno

L_f = lunghezza della fondazione

VERIFICA DELLA FONDAZIONE DEL TIRANTE (COMB. A1+M1)

$V_{Ra,t}$	1.1	Tirante provvisorio
ξ_{a4}	1.8	Un profilo di indagine

Ordine n°	tmax (da para)	DATO IL TIRO Tmax		DATO IL TIRO Nq		DATA LA Lf	
	A1 + M1	L_f (m)	$N_{g,s}$ (tiro)	L_f (m) (100%)	$N_{g,s}$ (tiro)	L_f (m)	$N_{g,s}$ (tiro)
1	99.9	2.9	199.8	5.9	405.3	5.0	342.7
2	170.7	5.0	341.4	7.9	540.4	7.0	479.8
3	235.4	6.9	470.8	9.9	675.5	9.0	616.9
4	250.5	7.3	501.0	9.9	675.5	9.0	616.9
5	207.3	6.0	414.6	9.9	675.5	8.0	548.4

Diametro della Perforazione d (m) 0.18
 Coefficiente di Sbulbamento a 1.2
 Aderenza media tra malta e terreno (KPa) 200
 Aderenza di calcolo tra malta e terreno (KPa) 101.01

$$L_f = \frac{N_T}{\pi \cdot d \cdot \alpha \cdot R_{ad}}$$

7.3 Verifica trave di ripartizione

Le strutture di ripartizione orizzontali sono costituite da doppi profilati tipo HEB 200 costituiti da acciaio S355 per i quali la tensione di progetto è pari a:

$$f_{yd} = 355 \text{ MPa}$$

La verifica è stata condotta considerando la trave nelle condizioni più gravose, in funzione dei massimi valori di tiro ammissibile e di interasse orizzontale.

Trave - HEB200	Azione di progetto	Resistenza di progetto	FS
Momento flettente - M_d [kNm]	109.8	207.4	1.88
Momento flettente + Taglio M_{yVrd} [kNm]	109.8	205.4	1.87
Taglio - V_d [kN]	274.6	462.6	1.68

8 OPERE DI SOSTEGNO IMBOCCO LATO EST

8.1 DESCRIZIONE DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI

La trincea di approccio alla parete di attacco dello scavo in galleria naturale sarà realizzata mediante scavi sostenuti da una paratia di pali in cls di diametro $\phi=800$ mm armati ad interasse 100 cm e collegati in testa da un cordolo di coronamento in c.a. Le paratie saranno ancorate con più ordini di tiranti a tre, quattro o cinque trefoli, fino a un massimo di cinque ordini in corrispondenza della sezione d'imbocco della galleria naturale, dove si raggiunge la massima altezza fuori terra delle paratie, pari a circa 13.5 m. I tiranti, di lunghezza compresa fra 17 m e 22 m circa, sono posti a interasse orizzontale di 2 m e hanno inclinazione variabile pari a 15°.

L'azione di contrasto dei tiranti è distribuita sui micropali da travi di ripartizione costituite da doppi profilati metallici HEB 200 in acciaio S 355.

In corrispondenza delle sezioni di attacco delle gallerie sono previste dei pali dello stesso diametro ed interasse ma armati con barre in vetroresina per facilitare lo scavo della galleria.

8.2 VERIFICA DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI

8.2.1 Opere di sostegno

8.2.2 Sezioni di verifica

Nel seguito vengono riportate le verifiche per le sezioni a 5 ordini di tiranti posizionate sul fronte di attacco alla galleria naturale (caratterizzato dalla maggiore acclività del pendio e dalle altezze di scavo più elevate); una sezione è caratterizzata dalla paratia di pali in c.a.; l'altra sezione è caratterizzata dalla paratia di tubolari in GFRP.

- ✓ Sezione 1: paratia di pali in c.a. a 5 ordini di tiranti.
- ✓ Sezione 2: Paratia di pali in c.a. $d=800$ mm – interasse 1.0 m armati con barre in vetroresina a 5 ordini di tiranti.

Nella tabella successiva, per la sezione esaminata, sono fornite le principali caratteristiche

geometriche e stratigrafiche utilizzate nelle verifiche.

8.2.3 Caratteristiche Sezione 1

Opera di sostegno	Paratia di pali in c.a. d=800mm – interasse 1.0 m
Altezza totale paratia	H = 20.5 m
Lunghezza di infissione	L = 7.0 m
Sovraccarichi a monte dell'opera	q= 20 kPa
Stratigrafia di calcolo	Corpo di frana da p.c. a - 7 m
	Flysch calcareo da -7 m a - 30 m.
Fondo scavo	-13.50 m
Ordini di tiranti	5
Passo orizzontale tiranti	2 m
Falda	Quota falda a fondo scavo

8.2.3.1 Parametri di calcolo ed analisi dei carichi

I parametri geotecnici di calcolo utilizzati nelle verifiche sono riportati nella tabella seguente.

Terreno	Corpo di frana
Quote	Da p.c. a - 7.0 m
γ (kN/m³)	20
φ (°)	31
c' (kPa)	9
E_{vc} (MPa)	50
E_{ur} (MPa)	100

Terreno	Flysch calcareo
Quote	Da -7.0 m a – 30.0 m
γ (kN/m³)	20
ϕ (°)	24
c' (kPa)	20
E_{vc} (MPa)	150
E_{ur} (MPa)	300

8.2.3.2 Verifiche dei pali

Per quanto riguarda il dimensionamento dei singoli pali, per ottenere le sollecitazioni sul singolo palo si moltiplica il valore riportato nei grafici risultanti dal calcolo (azioni al metro lineare) per il passo dei micropali. Le verifiche sono soddisfatte quando non viene superato il valore di momento plastico resistente (M_{plrd}) per la sezione più sollecitata.

Verifica SLU a flessione: La verifica è soddisfatta con l'impiego di 12 ferri diametro 22mm (12 Φ 22)

Verifica SLU a Taglio: La verifica è soddisfatta con l'impiego di staffe Φ 12/20 per cui si ottiene:

Palo in CLS d=80 cm	Azione di progetto	Resistenza di progetto	FS
Taglio - V_d [kN]	206.8	279.7	1.35

8.2.3.3 Verifiche dei tiranti

Per quanto concerne le verifiche dei tiranti, il tiro massimo di calcolo proveniente dall'analisi viene confrontato per ciascun ordine di tiranti con quello limite per i trefoli (verifica dell'armatura dei tiranti) e con quello limite della fondazione (verifica del bulbo d'ancoraggio).

La verifica del tirante viene effettuata adottando un tasso di lavoro pari al 90% di quello limite per gli acciai armonici.

$$N_{lim} = 0.90 \cdot 0.60 \cdot A_s \cdot f_{ptk}$$

dove:

- N_{lim} = trazione limite nell'armatura
 A_s = area della sezione di armatura = $n \cdot A_t$
 A_t = area del singolo trefolo
 n = numero di trefoli
 f_{ptk} = *tensione* di rottura dell'acciaio di armatura

VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI SUI TIRANTI

Area (nom.) del singolo trefolo (0,6") :	1.39	cm ²	
Tens. di rottura a traz. nell'acciaio " f_{ptk} " :	1800	N/mm ²	(più preciso 1765)
Tensione di snerv. dell'acciaio " $f_{p(1)k}$ " :	1600	N/mm ²	(più preciso 1590)

Ordine	Quota	Passo max (m)	n° trefoli	t_{max} (da paratie)	T_{max} (KN)	$N_{q,s}$ (tiro amm.) (KN)	Pre tiro
1	1.5	2.0	3	109.8	219.6	405.3	100
2	4.5	2.0	4	147.9	295.8	540.4	100
3	7.5	2.0	5	253.6	507.2	675.5	150
4	10.0	2.0	5	271.9	543.8	675.5	150
5	12.0	2.0	5	262.6	525.2	675.5	150

Verifica dell'armatura del tirante

$$N_Q \leq N_{Qamm}$$

con

$$N_{Qamm} = 0.9 \cdot (0.6 \cdot f_{ptk} \cdot A_{tir})$$

Per quanto riguarda la verifica della fondazione del tirante:

$$L_f = \frac{N_t}{\pi \cdot d_c \cdot \tau_{fu}}$$

dove:

 N_t = tiro sul sigolo tirante (ricavato dalla combinazione A1+M1) d_c = $\alpha \cdot d$ α = coefficiente funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione d = diametro della perforazione τ_{fu} = aderenza di calcolo tra bulbo di fondazione e terreno L_f = lunghezza della fondazione

VERIFICA DELLA FONDAZIONE DEL TIRANTE (COMB. A1+M1)

$\gamma_{Ra,t}$	1.1	Tirante provvisorio
ξ_{a4}	1.8	Un profilo di indagine

Ordine	tmax (da para)	DATO IL TIRO Tmax		DATO IL TIRO Nq		DATA LA Lf	
		A1 + M1	L_f (m)	$N_{q,s}$ (tiro)	L_f (m) (100%)	$N_{q,s}$ (tiro)	L_f (m)
1	109.5	3.2	219.0	5.9	405.3	5.0	342.7
2	130.8	3.8	261.6	7.9	540.4	7.0	479.8
3	196.8	5.7	393.6	9.9	675.5	9.0	616.9
4	184.2	5.4	368.4	9.9	675.5	9.0	616.9
5	159.9	4.7	319.8	9.9	675.5	8.0	548.4

Diametro della Perforazione d (m) 0.18Coefficiente di Sbulbamento α 1.2

Aderenza media tra malta e terreno (KPa) 200

Aderenza di calcolo tra malta e terreno (KPa) 101.01

$$L_f = \frac{N_T}{\pi \cdot d \cdot \alpha \cdot R_{ad}}$$

8.2.3.4 Verifica Trave di ripartizione

Le strutture di ripartizione orizzontali sono costituite da doppi profilati tipo HEB 200 costituiti da acciaio S355 per i quali la tensione di progetto è pari a:

$$f_{yd} = 355 \text{ MPa}$$

La verifica è stata condotta considerando la trave nelle condizioni di più gravose, in funzione dei massimi valori di tiro ammissibile e di interasse orizzontale.

Trave - HEB200	Azione di progetto	Resistenza di progetto	FS
Momento flettente - M_d [kNm]	108.8	207.4	1.90
Momento flettente + Taglio M_{yVrd} [kNm]	108.8	205.7	1.89
Taglio - V_d [kN]	271.9	462.6	1.70

8.2.4 Caratteristiche Sezione 2

$\phi=800$ mm armati ad interasse 100 cm e collegati in testa da un cordolo di coronamento in c.a.

Opera di sostegno	Paratia di pali in c.a. $d=800$ mm – interasse 1.0 m (Armatura GFRP)
Altezza totale paratia	H = 20.3 m
Lunghezza di infissione	L = 7.0 m
Sovraccarichi a monte dell'opera	q= 20 kPa
Stratigrafia di calcolo	Flysch calcareo da p.c. a – 30 m.
Fondo scavo	-13.30 m
Ordini di tiranti	5
Passo orizzontale tiranti	2 m
Falda	Quota falda a fondo scavo

8.2.4.1 Parametri di calcolo ed analisi dei carichi

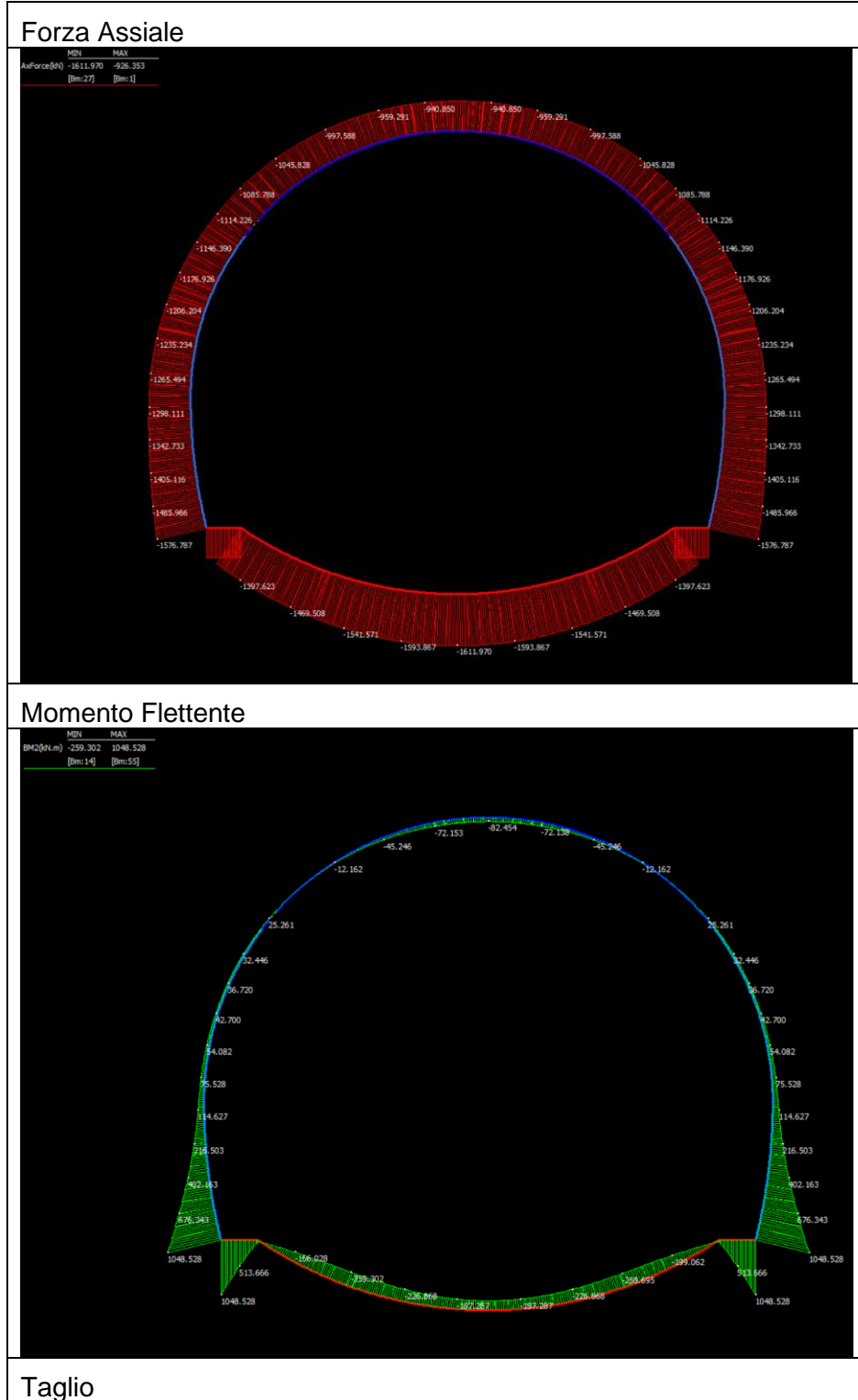
I parametri geotecnici di calcolo utilizzati nelle verifiche sono riportati nella tabella seguente.

Terreno	Flysch calcareo
Quote	Da p.c. a – 30.0 m
γ (kN/m³)	20
ϕ (°)	24
c' (kPa)	20
E_{vc} (MPa)	150
E_{ur} (MPa)	300

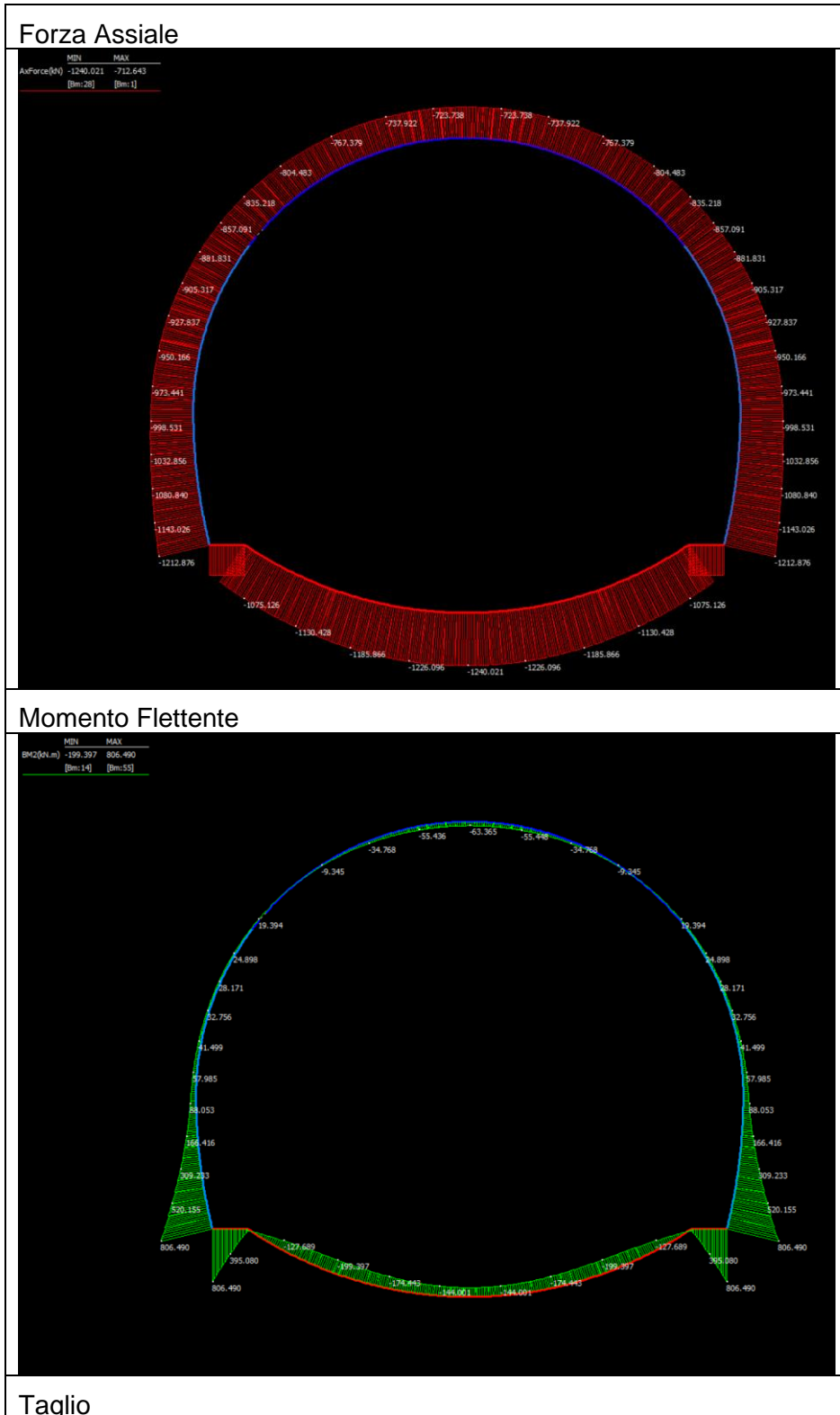
Gli elementi strutturali della sezione 2 seguono in principio gli stessi elementi della sezione 1 descritta in precedenza con la sola differenza che in questo caso i pali saranno armati con barre in vetroresina.

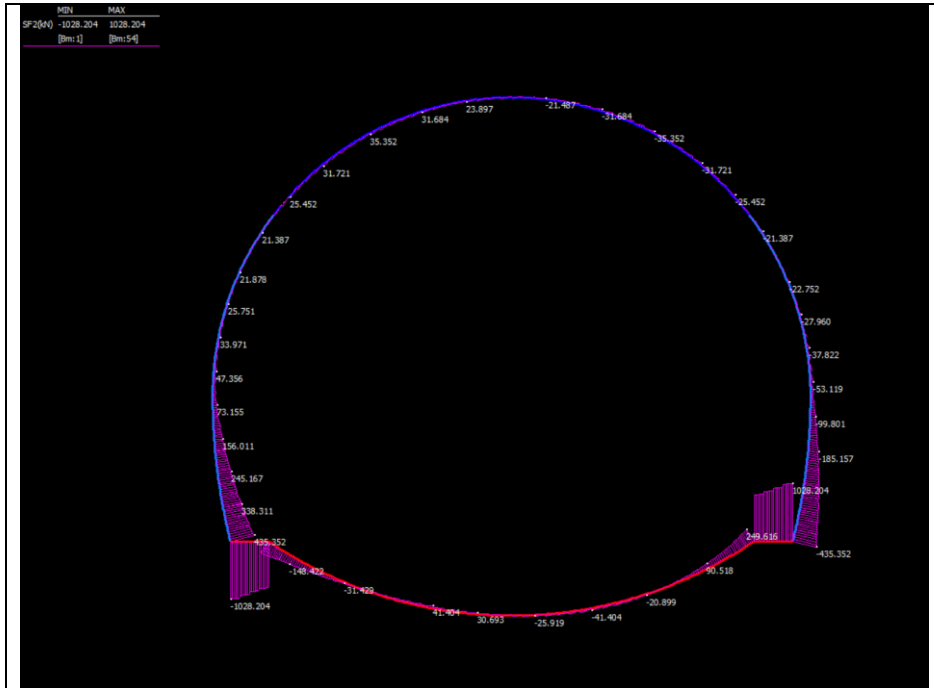
ALLEGATO 1: RISULTATI ANALISI STRUTTURALE GALLERIA ARTIFICIALE

- Combinazione SLU

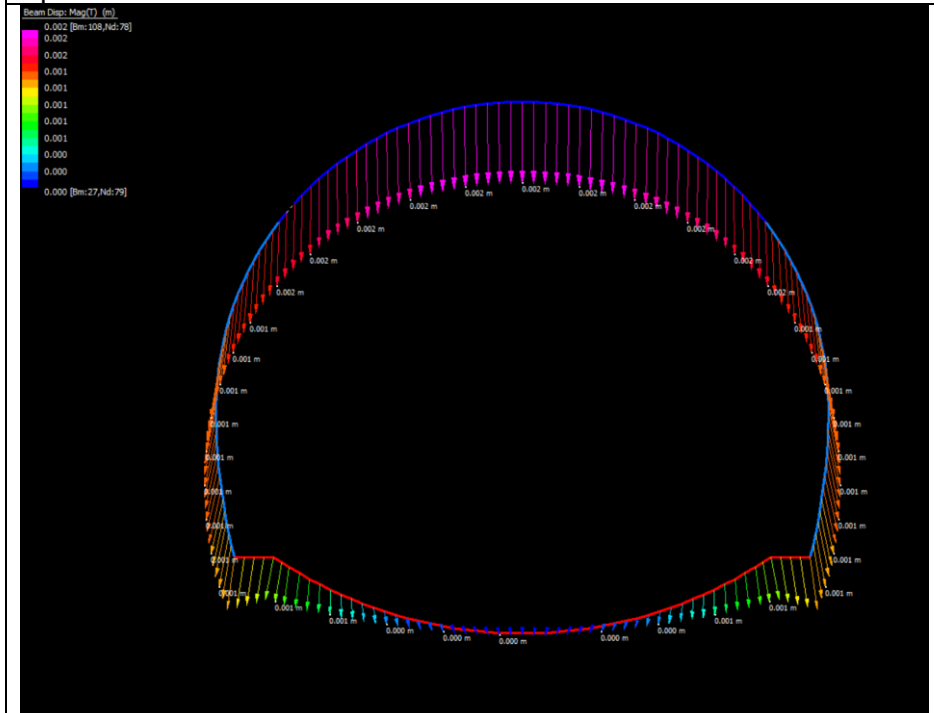


- Combinazione SLE

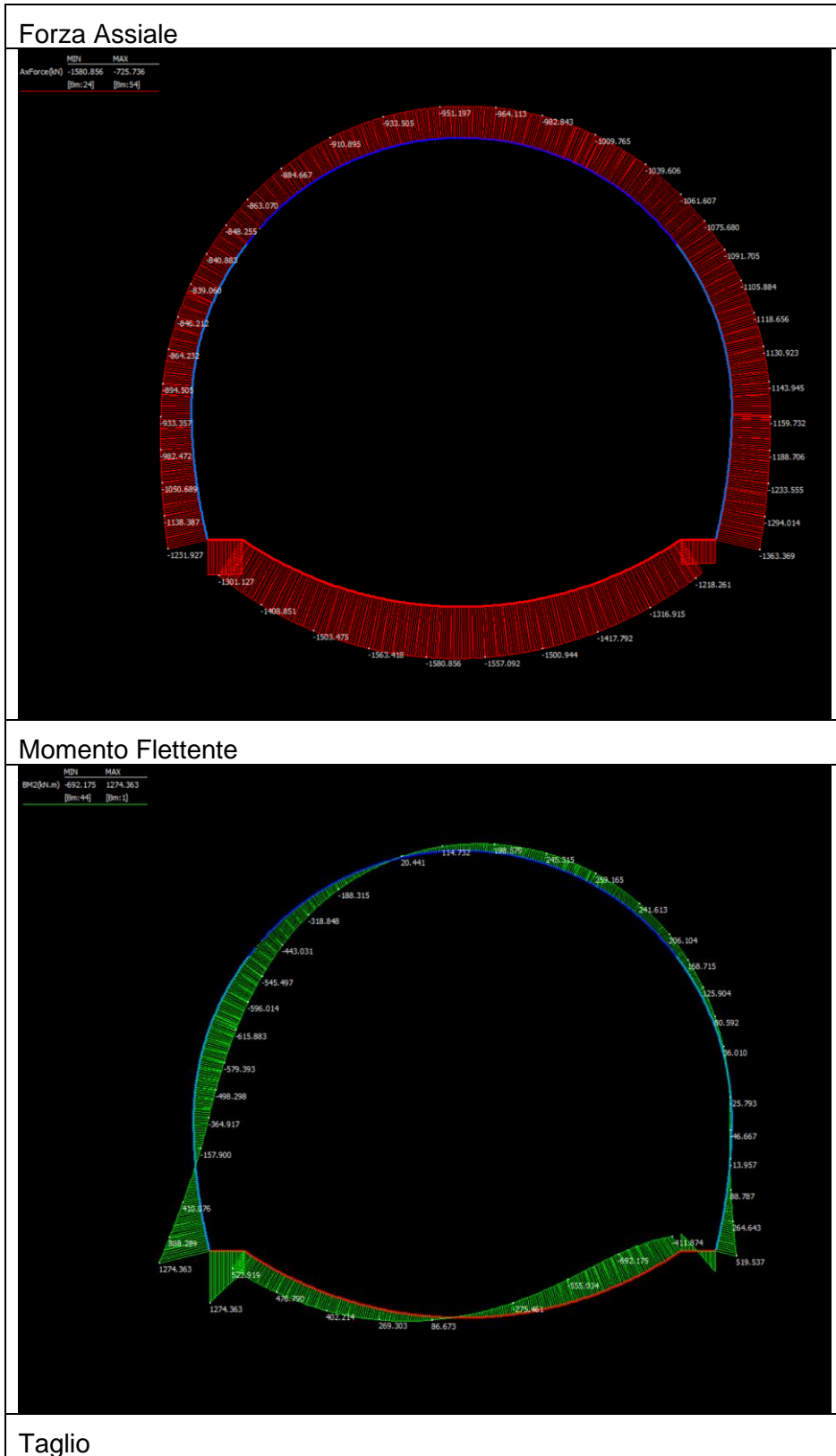


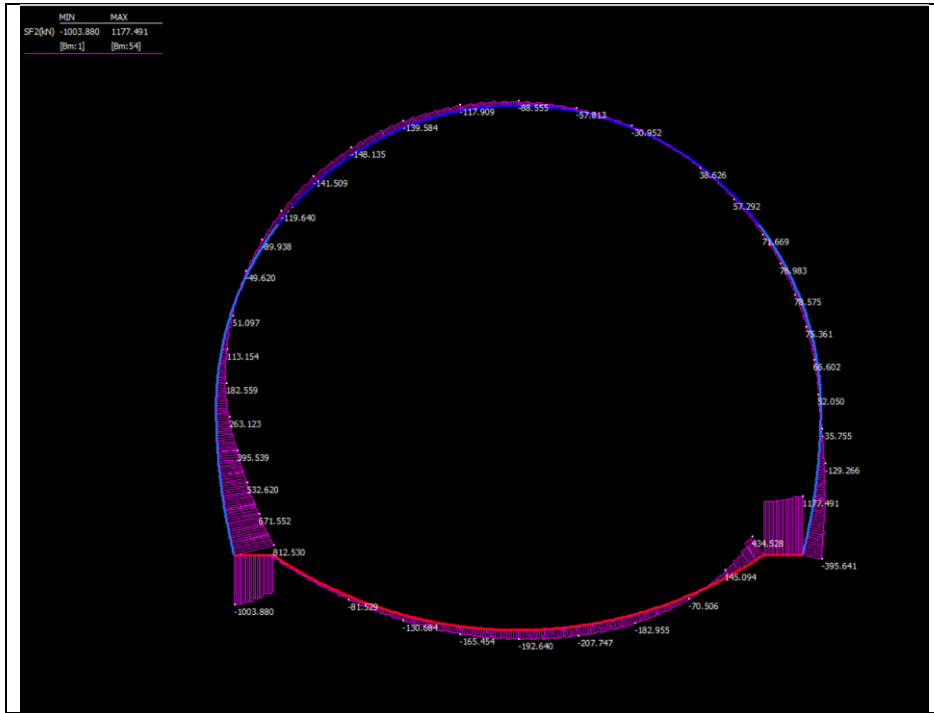


Spostamento



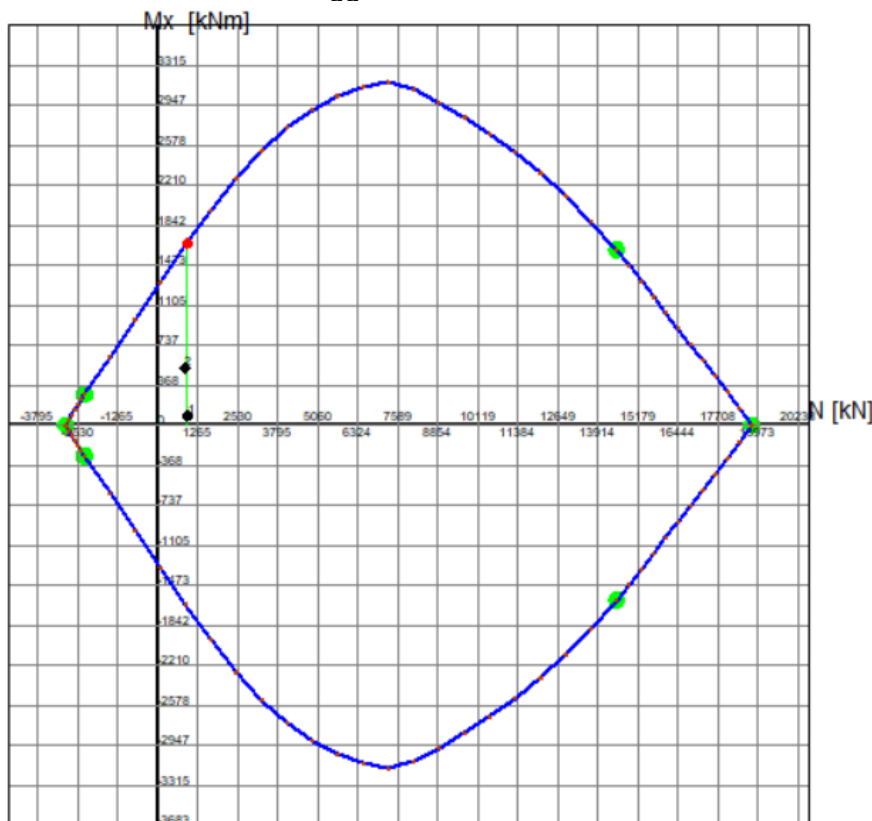
- Combinazione Sismica





ALLEGATO 2: VERIFICHE STRUTTURALI RIVESTIMENTO DEFINITIVO**CALOTTA**

Le verifiche sono relative alla sezione maggiormente sollecitata



Nota: Il punto 2 fa riferimento alla condizione sismica

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Crown.secEC

(File path: C:\Users\gpo\Desktop\3404\01 - CALCOLI\02-GA\02_Verifiche_RC-SEC\Crown.secEC)

Section description:

Section type:	Beam
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Type of bending:	Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C28/35
	Design compressive strength fcd:	15.9 MPa
	Shear reduced compressive strength $v_1 \cdot f_{cd}$:	7.9 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0091 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32308.2 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.8 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00

Stress limit in SLS Characteristic comb.: 16.8 kN/cm²

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	450.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C28/35

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-47.0	92.4	26
2	47.0	92.4	26
3	-47.0	7.6	26
4	47.0	7.6	26

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	2	5	26
2	3	4	5	26

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 16 mm
Spacing of hoops and cross-ties: 25.0 cm

Stirrups: One hoop
Cross-tie: 3

Order number of two end bars defining each cross-tie:

Cross-tie	Bar 1	Bar 2
1	5	10
2	7	12
3	9	14

Coordinates of generate bars defining the two ends of each cross-ties:

Bar	X[cm]	Y[cm]
5	-31.3	92.4
10	-31.3	7.6
7	0.0	92.4
12	0.0	7.6
9	31.3	92.4
14	31.3	7.6

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.	N d	Design bending force [kNm] around X axis of reference system	
		Mx d	Vy d
1	940.00	85.00	50.00
2	850.00	525.00	150.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.	N	Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)	
		Mx	My
1	721.00	64.00	0.00

CHECKS RESULTS**Checks OK for all assigned combinations**

Min edge cover of longitudinal bars:	6.3 cm
Min distance between longitudinal bars:	13.1 cm
Min edge cover of stirrups:	5.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	940.00	85.00	939.79	1672.96	19.682	37.2(0.0)
2	OK	850.00	525.00	850.19	1635.78	3.116	37.2(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

Check	Result of check
ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00940	-50.0	100.0	0.00121	-47.0	92.4	-0.02432	-47.0	7.6
2	0.00350	-0.00977	-50.0	100.0	0.00115	-47.0	92.4	-0.02510	-47.0	7.6

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O				
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section				
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]				
Comb.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000301072	-0.026607174	0.126	0.700
2	0.000000000	0.000309577	-0.027457672	0.122	0.700

ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Stirrup diameter:	16	mm	
N.Cross-Ties/ Diameter :	3/ 16	mm	
Stirrups (& cross-ties) spacing:	25.0	cm	< Max spacing for code = 39.0 cm
Area stirrup/m:	40.2	cm ² /m	> Stirrup area strictly necessary for shear = 1.7cm ² /m
Area stirrups/m:	40.2	cm ² /m	> Min. Area stirrup bars (9.5N) = 9.4cm ² /m

Check	Result of check									
Ved	Design Shear V_y [kN] orthogonal to neutral axis									
Vrd,max	Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]									
Vrd,s	Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]									
Zm	Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis: are not included strips without an extreme compressed. The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.									
Dm	Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.									
bw	Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis = = ratio of area of resistant strips to Zmed value									
Ctg	Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)									
Ast min	Min area [cm ² /m] of stirrups: $A_{st\ min} = 100 \cdot r_w \cdot b_w$. In wich r_w is given from (9.5N) EC2									
Ast	Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm ² /m]									
A.Eff	Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm ² /m] Between brackets is shown the value related to the cross-ties only Cross-ties area is reduced by factor L/d_{max} (L =ties length projected on the shear direction; d_{max} = max. effective section width on the shear direction.									

Comb.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Ctg	Ast min	Ast	A.Eff
1	OK	50.00	2499.01	3593.54	91.3 101.5	100.0	2.50	9.4	0.6	40.2(24.1)
2	OK	150.00	2502.50	3598.57	91.5 101.6	100.0	2.50	9.4	1.7	40.2(24.1)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Considered if not less than $-f_{ctm}$										
Check	Result of Check										
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section										
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress $Sc\ lim$ is shown between brackets										
Xc max, Yc max	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to $Sc\ max$ (reference X,Y,O)										
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets										
Xs min, Ys min	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to $Ss\ min$ (reference X,Y,O)										
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)										
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within $Ac\ eff$ (for crack width control)										
r eff	Geometrical ratio $Ac\ eff/Ac\ eff$ [eq.(7.10) Ec2]										

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	0.96 (16.8)	-50.0	100.0	5.8 (360.0)	31.3	----	1900	----	----

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

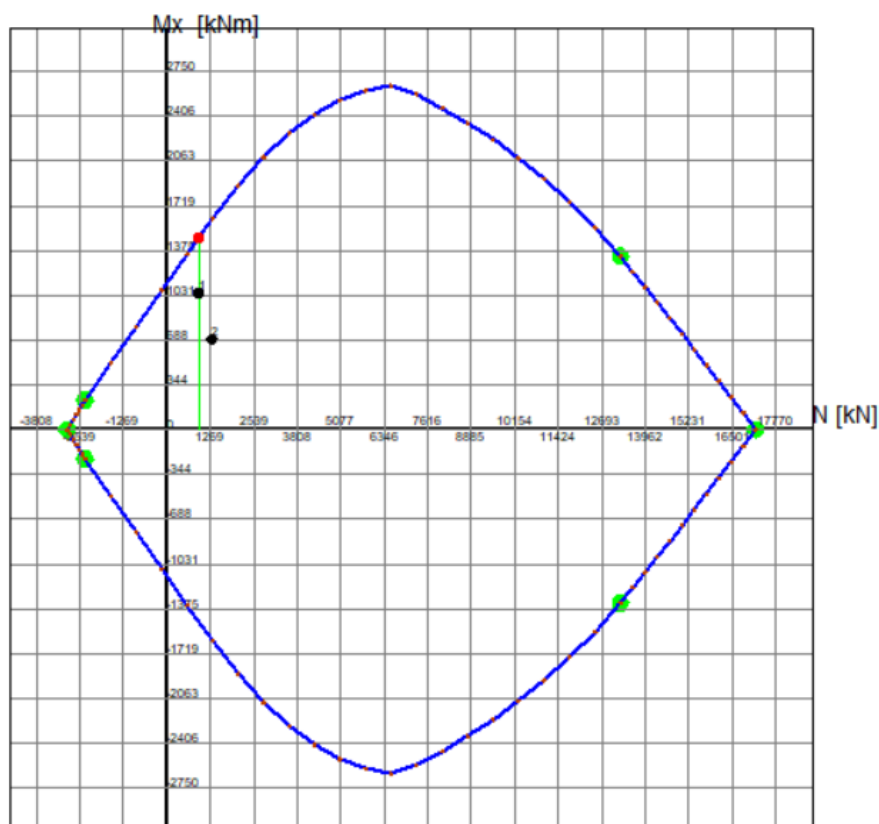
Check	Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds f_{ctm} in at least one combination										
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section										
e2	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -)assessed in cracked section										
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]										
kt	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]										
k2	= 0.5 for bending; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]										
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex										
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex										
Ø	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in $Ac\ eff$ [eq.(7.11)]										

Progetto Definitivo

		e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es sr max Max final crack [mm] spacing wk Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets MX crack First cracking bending moment around X axis[kNm] MY crack First cracking bending moment around Y axis[kNm]								
Comb.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00100	0	----	----	----	----	----	592.57	0.00

PIEDRITTI

Le verifiche sono relative alla sezione maggiormente sollecitata



Nota: Il punto 2 fa riferimento alla condizione sismica

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Invert.secEC

(File path: C:\Users\gpo\Desktop\3404\01 - CALCOLI\02-GA\02_Verifiche_RC-SEC\Invert.secEC)

Section description:

Section type:	Beam
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Type of bending:	Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C28/35
	Design compressive strength fcd:	15.9 MPa
	Shear reduced compressive strength v1*fcd:	7.9 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0091 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32308.2 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.8 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	16.8 kN/cm ²

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress f_{yk} :	450.00 MPa
	Tensile strength f_{tk} :	450.0 MPa
	Design yield stress f_{yd} :	391.3 MPa
	Design strength f_{td} :	391.3 MPa
	Design ultimate strain ϵ_{su} :	0.068
	Mean elastic modulus E_s :	200000.0 MPa
	SLS Charact. - S_s Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C28/35

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	90.0
3	50.0	90.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-47.0	82.2	26
2	47.0	82.2	26
3	-47.0	7.8	26
4	47.0	7.8	26

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	2	5	26
2	3	4	5	26

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 16 mm
Spacing of hoops and cross-ties: 25.0 cm

Stirrups: One hoop
Cross-tie: 3

Order number of two end bars defining each cross-tie:

Cross-tie	Bar 1	Bar 2
1	5	10
2	7	12
3	9	14

Coordinates of generate bars defining the two ends of each cross-ties:

Bar	X[cm]	Y[cm]
5	-31.3	82.2
10	-31.3	7.8
7	0.0	82.2
12	0.0	7.8
9	31.3	82.2
14	31.3	7.8

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.	N d	Mx d	Vy d	MX d
				Design bending force [kNm] around X axis of reference system
				VY d
				Design shear component [kN] parallel to Y reference axis
1	930.00	1050.00	1350.00	
2	1315.00	695.00	1180.00	

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.	N	Mx	My	N
				Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
				MX
				Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.
1	1015.00	810.00	0.00	

CHECKS RESULTS**Checks OK for all assigned combinations**

Min edge cover of longitudinal bars:	6.3	cm
Min distance between longitudinal bars:	13.1	cm
Min edge cover of stirrups:	5.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check						
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)						
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia						
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)						
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia						
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00						
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]						
Comb.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	930.00	1050.00	929.74	1471.82	1.402	37.2(0.0)
2	OK	1315.00	695.00	1315.24	1610.26	2.317	37.2(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete									
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)									
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max									
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max									
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)									
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max									
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max									
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)									
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min									
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min									
Comb.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00799	-50.0	90.0	0.00118	-47.0	82.2	-0.02098	-47.0	7.8
2	0.00350	-0.00669	-50.0	90.0	0.00144	-47.0	82.2	-0.01822	-47.0	7.8

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section

Progetto Definitivo

Comb.	D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]				
	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000297765	-0.023298817	0.143	0.700
2	0.000000000	0.000264285	-0.020285648	0.161	0.700

ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Stirrup diameter:	16	mm	
N.Cross-Ties/ Diameter :	3/ 16	mm	
Stirrups (& cross-ties) spacing:	25.0	cm	< Max spacing for code = 39.0 cm
Area stirrup/m:	40.2	cm ² /m	> Stirrup area strictly necessary for shear = 17.0cm ² /m
Area stirrups/m:	40.2	cm ² /m	> Min. Area stirrup bars (9.5N) = 9.4cm ² /m

Check	Result of check
Ved	Design Shear Vy [kN] orthogonal to neutral axis
Vrd,max	Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]
Vrd,s	Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]
Zm	Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis: are not included strips without an extreme compressed. The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.
Dm	Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.
bw	Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis = = ratio of area of resistant strips to Zmed value
Ctg	Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)
Ast min	Min area [cm ² /m] of stirrups: Ast min = 100*rw*bw. In wich rw is given from (9.5N) EC2
Ast	Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm ² /m]
A.Eff	Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm ² /m] Between brackets is shown the value related to the cross-ties only Cross-ties area is reduced by factor L/d_max (L=ties length projected on the shear direction; d_max= max. effective section width on the shear direction.

Comb.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Ctg	Ast min	Ast	A.Eff
1	OK	1350.00	2224.03	3198.13	81.3 90.3	100.0	2.50	9.4	17.0	40.2(24.1)
2	OK	1180.00	2207.74	3174.70	80.7 89.7	100.0	2.50	9.4	14.9	40.2(24.1)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Considered if not less than -fctm
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac eff/Ac [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	7.88 (16.8)	-50.0	90.0	-172.4 (360.0)	31.3	7.8	1900	37.2	0.020

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

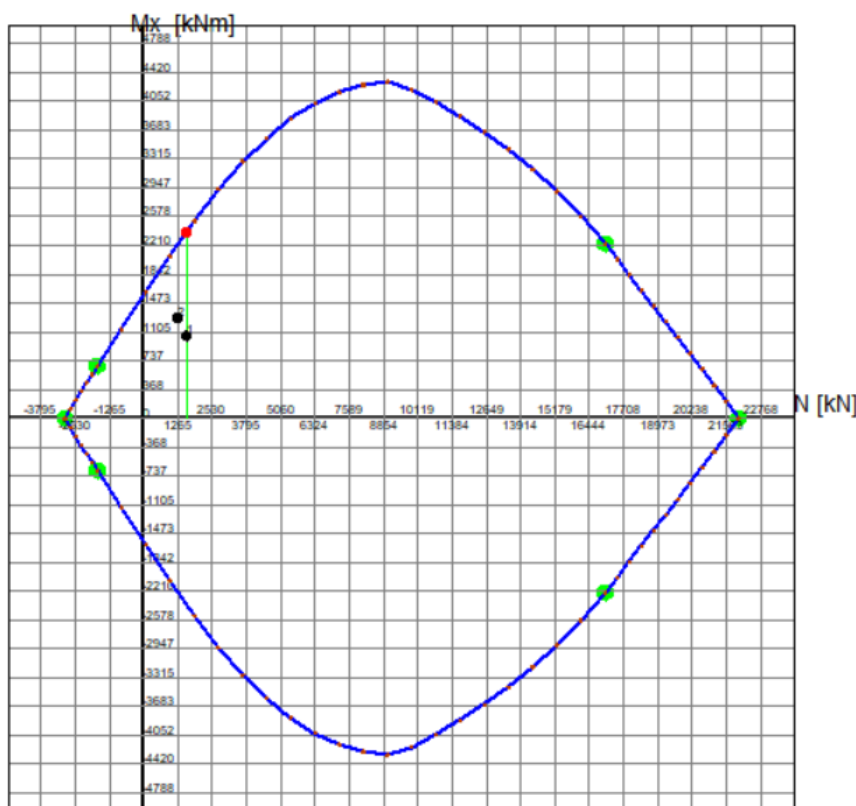
Check	Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds fctm in at least one combination
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -)assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k2	= 0.5 for bending; =(e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
∅	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
sr max	Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es Max final crack [mm] spacing

Progetto Definitivo

		Calculated value [mm] of crack width = $sr \max * (e \text{ sm} - e \text{ cm})$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets								
		First cracking bending moment around X axis[kNm]								
		First cracking bending moment around Y axis[kNm]								
Comb.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00100	0	0.500	26.0	0.00052 (0.00052)	447	0.231	592.57	0.00

PIEDRITTO

Le verifiche sono relative alla sezione maggiormente sollecitata



Nota: Il punto 2 fa riferimento alla condizione sismica

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Piedritto.secEC

(File path: C:\Users\gpo\Desktop\3404\01 - CALCOLI\02-GA\02_Verifiche_RC-SEC\Murette.secEC)

Section description:

Section type: PIEDRITTO
 Reference code: EC2/EC8 Italian Annex
 Exposure Class: XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
 Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
 Type of bending: Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
 Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C28/35
	Design compressive strength fcd:	15.9 MPa
	Shear reduced compressive strength v1*fcd:	7.9 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0091 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32308.2 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.8 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	16.8 kN/cm ²
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C

Characteristic yield stress f_{yk} :	450.00	MPa
Tensile strength f_{tk} :	450.0	MPa
Design yield stress f_{yd} :	391.3	MPa
Design strength f_{td} :	391.3	MPa
Design ultimate strain ϵ_{su} :	0.068	
Mean elastic modulus E_s :	200000.0	MPa
SLS Charact. - S_s Limit:	360.00	MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C28/35

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	120.0
3	50.0	120.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-47.0	112.4	26
2	47.0	112.4	26
3	-47.0	7.6	26
4	47.0	7.6	26

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	2	5	26
2	3	4	5	26

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 16 mm
Spacing of hoops and cross-ties: 25.0 cm

Stirrups: One hoop
Cross-tie: 3

Order number of two end bars defining each cross-tie:

Cross-tie	Bar 1	Bar 2
1	5	10
2	7	12
3	9	14

Coordinates of generate bars defining the two ends of each cross-ties:

Bar	X[cm]	Y[cm]
5	-31.3	112.4
10	-31.3	7.6
7	0.0	112.4
12	0.0	7.6
9	31.3	112.4
14	31.3	7.6

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.	N d	Mx d	Vy d
1	1580.00	1050.00	600.00
2	1250.00	1280.00	815.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.	N	Mx	My
1	1200.00	800.00	0.00

CHECKS RESULTS**Checks OK for all assigned combinations**

Min edge cover of longitudinal bars:	6.3	cm
Min distance between longitudinal bars:	13.1	cm
Min edge cover of stirrups:	5.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	1580.00	1050.00	1580.00	2382.87	2.269	37.2(0.0)
2	OK	1250.00	1280.00	1250.04	2216.46	1.732	37.2(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

Comb.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00917	-50.0	120.0	0.00163	-47.0	112.4	-0.02419	-47.0	7.6
2	0.00350	-0.01055	-50.0	120.0	0.00142	-47.0	112.4	-0.02720	-47.0	7.6

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000246354	-0.026062500	0.126	0.700
2	0.000000000	0.000273126	-0.029275081	0.114	0.700

ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Stirrup diameter:	16	mm	
N.Cross-Ties/ Diameter :	3/ 16	mm	
Stirrups (& cross-ties) spacing:	25.0	cm	< Max spacing for code = 39.0 cm
Area stirrup/m:	40.2	cm ² /m	> Stirrup area strictly necessary for shear = 7.5cm ² /m
Area stirrups/m:	40.2	cm ² /m	> Min. Area stirrup bars (9.5N) = 9.4cm ² /m

Check	Result of check
Ved	Design Shear Vy [kN] orthogonal to neutral axis
Vrd,max	Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]
Vrd,s	Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]
Zm	Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis: are not included strips without an extreme compressed. The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.
Dm	Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.
bw	Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis = = ratio of area of resistant strips to Zmed value
Ctg	Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)
Ast min	Min area [cm ² /m] of stirrups: Ast min = 100*rw*bw. In wich rw is given from (9.5N) EC2
Ast	Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm ² /m]
A.Eff	Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm ² /m] Between brackets is shown the value related to the cross-ties only Cross-ties area is reduced by factor L/d_max (L=ties length projected on the shear direction; d_max= max. effective section width on the shear direction.

Comb.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Ctg	Ast min	Ast	A.Eff
1	OK	600.00	3017.88	4339.68	110.3 122.6	100.0	2.50	9.4	5.6	40.2(24.1)
2	OK	815.00	3033.12	4361.59	110.9 123.2	100.0	2.50	9.4	7.5	40.2(24.1)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Considered if not less than -fctm
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac eff/Ac [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	3.66 (16.8)	-50.0	120.0	-22.3 (360.0)	31.3	----	1900	----	----

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds fctm in at least one combination
e1	Result of check
e2	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
k1	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -)assessed in cracked section
kt	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
k2	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k3	= 0.5 for bending; =(e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
Ø	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
e sm - e cm	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
sr max	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
wk	Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
	Max final crack [mm] spacing
	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets

Progetto Definitivo

Comb.	Check	MX crack	First cracking bending moment around X axis[kNm]				e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
		MY crack	e1	e2	k2	Ø					
1	OK	-0.00100	0	----	----	----	----	----	1206.70	0.00	