

Comune



Comune di Ravarino
Provincia di Modena

Oggetto

Procedimento Unico ai sensi dell'Art. 53 L.R. 24/2017

Ampliamento stabilimento Fini Group Spa

Titolo Documento

Relazione Preliminare Costruzioni

Numero Documento

ST 00

Legenda

Committente



Gruppo Fini S.p.A a socio unico
Via Confine n.1583- 41017 Ravarino (MO)
Amm: Via Albareto n.211 – 41122 Modena

Progettista



hus
Via Sant'Agnes 12, 20123 Milano (MI)
Via Adige 1, 22079 Villa Guardia (CO)
www.hus.it

Geologo



GEO - GROUP SRL
Via per Modena, 12
41051 Castelnuovo Rangone

Termotecnico



STUDIO TERMOTECNICO DVR SRL
Via per Concordia, 30
41037 Mirandola (MO)

Antincendio



ZECCHINI & ASSOCIATI SRL
Via Basilicata, 4
41049 Sassuolo (MO)

Elettromeccanico



**STUDIO TECNICO
BORGHI Per. Ind. DANIELE**
Via Albarese, 25
40014 CREVALCORE (BO)

Consulenza idraulica



STUDIO ING. TERZI
Ing. Stefano Terzi
Via Stalingrado, 9 - 43123 PARMA (PR)
studio.ingterzi@gmail.com

Data | 17.12.2025

Rev | 00

Redatto | EP

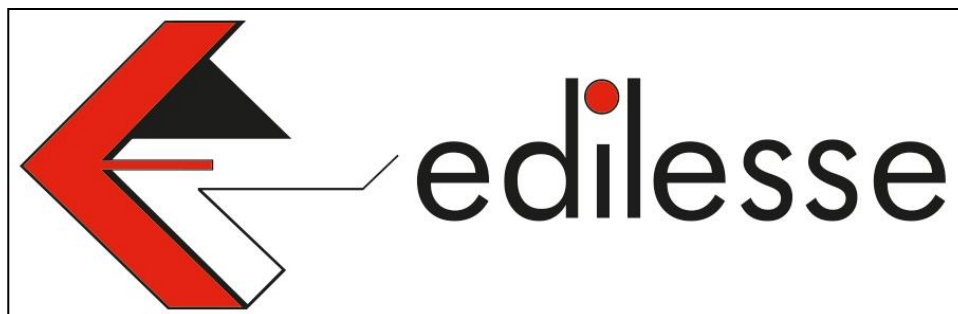
Verifica | ET

Scala |

Formato | A4

DATA: 17/12/2025

Pratica N° ES/268/25



RELAZIONE TECNICA (doc. B allegato A della D.G.R. E.R. 1373/2011)

COMMITTENTE :

GRUPPO FINI spa

OGGETTO :

COSTRUZIONE FABBRICATO AD USO MAGAZZINO PER STOCCAGGIO MASSIVO
Comune di Ravarino (MO)

PROGETTISTA DELLE STRUTTURE :

Ing. 

INDICE

1. Introduzione...pag.3
2. Descrizione delle strutture...pag.3
3. Schemi e modalità di calcolo...pag.4
4. Aspetti geotecnici... pag. 4
5. Normativa di riferimento... pag. 5
6. Carichi caratteristici agenti sulle strutture... pag. 5
7. Materiali... pag. 8
8. Interazioni tra le componenti architettoniche, impiantistiche e le opere di contenimento dei consumi energetici... pag. 9
9. Analisi finalizzate alla ricerca della regolarità strutturale in pianta ed in elevazione... pag. 9
10. Primi dimensionamenti di massima dei principali elementi strutturali... pag. 9

1. Introduzione

Si tratta della costruzione di un fabbricato che verrà destinato ad uso deposito in Via Muzza Sud, Comune di Ravarino (MO).

Le figure coinvolte nella progettazione dell'intervento sono:

- Committente: GRUPPO FINI spa (punto 1 par. A.1.b all. A della D.G.R. E.R. 1373/2011)
 - Progettista architettonico: Arch. [REDACTED] punto 2 par. A.1.b all. A della D.G.R. E.R. 1373/2011)
 - Progettista strutturale: [REDACTED] (punto 2 par. A.1.b all. A della D.G.R. E.R. 1373/2011)
- Qui di seguito si riporta una vista dall'alto del sito in cui sorgerà il fabbricato. (punto 3 par. A.1.b all. A della D.G.R. E.R. 1373/2011)



2. Descrizione delle strutture

Il fabbricato è formato da due unità strutturali separate da giunto.

U.S.1: fabbricato ad un piano realizzato con struttura prefabbricata in c.a.v./c.a.p. a secco composta da travi, pilastri e tegoli di copertura alari distanziati e congiunti tra loro da lastrine in lamiera coibentate. Il fabbricato ha dimensioni in pianta di m 101.80x145.20 ed altezza

fuoriterra di 10.20 m. Il tamponamento esterno è costituito da pannelli in c.a.v. principalmente verticali e in misura minore orizzontali. Per una modesta porzione in pianta è presente un impalcato realizzato con travi in c.a.v./c.a.p. con sezione ad L e tegoli in c.a.v./c.a.p. con sezione a doppia T rovesciata e getto superiore in c.a. Sull'esterno sono previste due pensiline in acciaio che saranno collegate alla struttura prefabbricata. I pilastri sono incastrati nei bicchieri dei plinti in c.a. che saranno collegati tra loro da un reticolo di travi in c.a. Il pavimento in c.a. ed il sottofondo verranno progettati per reggere adeguatamente i carichi derivati da scaffalature che dovranno anche essere progettate in funzione anti-sismica.

U.S.2: fabbricato ad un piano realizzato con struttura prefabbricata in c.a.v./c.a.p. a secco composta da travi, pilastri e tegoli di copertura di tipo a doppia T rovesciata. La struttura ha dimensioni in pianta di m 94.65 x 10.90 ed altezza fuoriterra di 4.80 m; non sono previste chiusure laterali. I pilastri sono incastrati nei bicchieri dei plinti in c.a. che saranno collegati tra loro da un reticolo di travi in c.a.

3. Schemi e modalità di calcolo

Il dimensionamento e le verifiche della struttura vengono effettuati in base ai dati di progetto, in maniera conforme alla normativa tecnica vigente, utilizzando le regole della Scienza delle Costruzioni per la risoluzione degli schemi strutturali ed il metodo degli Stati Limite per le verifiche dei vari elementi. La configurazione considerata è quella di edificio completato in tutte le sue parti.

Per le strutture in elevazione si considera lo schema statico a pilastri incastrati alla base con travi incernierate sulla sommità o a livelli intermedi. Le travi vengono considerate in semplice appoggio e soggette a carichi derivanti dalla copertura o dall'impalcato intermedio.

I carichi verticali derivano dal peso proprio degli elementi strutturali, dai carichi permanenti non strutturali e dai carichi accidentali agenti sulle strutture. I carichi orizzontali derivano dalle azioni del vento e del sisma.

Le analisi dei modelli di calcolo e la progettazione di pilastri, plinti e murature vengono condotte con il programma agli elementi finiti PRO_SAP prodotto dalla ditta 2S.I. s.r.l. con sede a Ferrara.

La progettazione degli elementi precompressi viene condotta con il supporto di programmi specifici prodotti dalla ditta EISEKO s.r.l. con sede a Verona.

La progettazione dei collegamenti (bicchieri dei plinti e connessioni metalliche) viene condotta con il supporto di fogli elettronici messi a punto dallo scrivente.

4. Aspetti geotecnici (punti 5, 6 par. A.1.b all. A della D.G.R. E.R. 1373/2011)

L'analisi geologica, geotecnica e sismica del sito di costruzione è stata eseguita dal Dott. Geol. Dallari Pierluigi. Si riportano la stratigrafia rilevata ed i parametri geotecnici:

Modello geotecnico medio												
	Profondità	Spessor e	Deposito	$\gamma_{\text{NAT}} / \gamma_{\text{SAT}}$	c'	C_u	D_r	ϕ'	E_s	M	ρ	D_w
A	0.0 – 6.0	6.0	Argilla limosa limo argilloso a media scarsa consistenza	18.0/20.0	4.5	45.0	/	22	6300	4000	0.4	-2.50
B	6.0 – 8.0	2.0	Argilla limosa limo argilloso a scarsa consistenza	18.0/20.0	3.0	30.0	/	20	4200	2000	0.5	
C	8.0 – 10.0	2.0	Argilla limosa limo argilloso a media consistenza	18.0/20.0	6.0	60.0	/	23	8400	5000	0.38	
D	10.0 – 14.0	4.0	Argilla limosa limo argilloso a elevata consistenza	18.5/20.5	9.0	90.0	/	25	12600	10000	0.35	
E	14.0 – 15.0	1.0	Argilla limosa limo argilloso a elevata consistenza	18.5/20.5	7.0	70.0	/	23	9800	6000	0.38	
F	15.0 – 17.0	2.0	Argilla limosa limo argilloso a elevata consistenza	18.5/20.5	10.0	100.0	/	25	14000	12000	0.35	/
G	17.0 – 21.0	4.0	Argilla limosa limo argilloso a elevata consistenza	18.5/20.5	7.0	70.0	/	23	9800	4000	0.38	
H	21.0 – 24.0	3.0	Argilla limosa limo argilloso a media consistenza	18.0/20.0	5.0	50.0	/	22	7000	3000	0.4	/
I	24.0 – 30.0	6.0	Argilla limosa limo argilloso a elevata consistenza	18.5/20.5	10.0	100.0	/	25	14000	12000	0.35	
Descrizione litologica				Peso di volume naturale e saturo (kN/m ³)	Coesione efficace (kN/m ²)	Coesione e non drenata (kN/m ²)	Densità relativa (%)	Angolo d'attrito efficace di picco (°)	Modulo di Young (kN/m ²)	Modulo edometrico (kN/m ²)	Modulo di poisson	Saggio di enza (m da p.c.)
M da p.c.				m								

Viste le caratteristiche riportate nella stratigrafia, in fase esecutiva si valuterà, in base ai carichi effettivi e alle risultanze del calcolo della struttura in elevazione, se optare per un sistema fondale a plinti diretti o scegliere plinti su pali o colonne di jet grouting. I plinti, considerati isolati ai fini della progettazione, sono collegati tra loro in modo tale da eliminare gli spostamenti eventuali in fondazione dovuti al sisma.

5. Normativa di riferimento

La progettazione strutturale viene svolta osservando le seguenti normative cogenti:

- Legge n° 1086 del 05/11/1971 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale o precompresso ed struttura metallica”
- D.M. 17/01/2018 “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare n° 7 del 21/01/2019 “Istruzioni relative alle norme tecniche di cui al D.M. 17/01/2018”
- Per aspetti non contemplati dalle normative citate si fa riferimento a codici di comprovata affidabilità quali Eurocodice 2, CNR 10025/84, CNR 10025/98. (punto 4 par. A.1.b all. A della D.G.R. E.R. 1373/2011)

6. Carichi caratteristici agenti sulle strutture (punti 7, 8, 9, 11 par. A.1.b all. A della D.G.R. E.R. 1373/2011)

NEVE:

L'assegnazione dei carichi deriva dalla destinazione d'uso dei locali e dalle azioni previste dalla normativa.

Zona Neve = I Mediterranea

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1.00

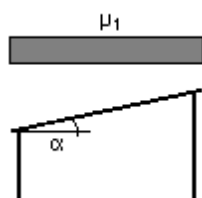
Valore caratteristico del carico al suolo (q_{sk} C_e) = 150 daN/mq

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0.0^\circ$

$\mu_1 = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 120$ daN/mq

Schema di carico:



6.1 Carichi verticali

- Pannelli di tamponamento (permanenti ncd): 400 daN/mq

- Carichi in copertura

U.S. 1

Permanenti ncd: 30 daN/mq

Accidentali 120 daN/mq (Cat. Neve a quota ≤ 1000 m slm) con eventuali zone di accumulo

U.S. 2

Permanenti ncd: 50 daN/mq

Accidentali 120 daN/mq (Cat. Neve a quota ≤ 1000 m slm) con eventuali zone di accumulo

- Carichi sul solaio intermedio

U.S. 1

Permanenti ncd: 250 daN/mq

Accidentali 200 daN/mq (Cat. B)

6.2 Azioni orizzontali dovute al sisma

Si definiscono i parametri che partecipano alla definizione dell'azione sismica:

Parametri sismici:

Latitudine ED50: 44,5211

Longitudine ED50: 11,1774

Classe: 2
Vita nominale: 50 anni

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 15839 Lat: 44,7109 Lon: 11,0994 Distanza: 2169,021
Sito 2 ID: 15840 Lat: 44,7123 Lon: 11,1697 Distanza: 4482,275
Sito 3 ID: 15618 Lat: 44,7623 Lon: 11,1678 Distanza: 5705,688
Sito 4 ID: 15617 Lat: 44,7609 Lon: 11,0975 Distanza: 4136,375

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50 anni
Coefficiente cu: 1

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,056 g
Fo: 2,497
Tc*: 0,269 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,157 g
Fo: 2,591
Tc*: 0,272 [s]

Coefficienti Sismici

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,620
St: 1,000
Kh: 0,017

Kv: 0,008
Amax: 0,823
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,460
Cc: 1,610
St: 1,000
Kh: 0,055
Kv: 0,027
Amax: 2,246
Beta: 0,240

U.S. 1

Tipologia strutturale: struttura prefabbricata con pilastri incastrati e orizzontamenti Incernierati. Classe di duttilità: Bassa

La struttura prevede la possibile formazione di cerniere plastiche solo alla base dei pilastri, appena al di sopra dei bicchieri dei plinti, perciò si considera un rapporto $a_u/a_1=1$. La struttura è non regolare in pianta e non regolare in altezza. Nella definizione dello spettro di progetto per la determinazione dell'azione sismica e l'esecuzione dell'analisi dinamica lineare si considera un fattore di comportamento $q = q_0 \times k_r = 2,50 \times 0,8 = 2,00$.

U.S. 2

Tipologia strutturale: struttura prefabbricata con pilastri incastrati e orizzontamenti Incernierati. Classe di duttilità: Bassa

La struttura prevede la possibile formazione di cerniere plastiche solo alla base dei pilastri, appena al di sopra dei bicchieri dei plinti, perciò si considera un rapporto $a_u/a_1=1$. La struttura è non regolare in pianta e regolare in altezza. Nella definizione dello spettro di progetto per la determinazione dell'azione sismica e l'esecuzione dell'analisi dinamica lineare si considera un fattore di comportamento $q = q_0 \times k_r = 2,50 \times 1,0 = 2,50$.

7. Materiali (punto 10 par. A.1.b all. A della D.G.R. E.R. 1373/2011)

Calcestruzzo per elementi di fondazione e bicchieri: C25/30

Calcestruzzo per manufatti in c.a.v.: C45/55

Calcestruzzo per manufatti in c.a.p.: C45/55

Acciaio per armatura in barre o reti: B450C

Acciaio per precompressione in trefoli: $f_{p(1)k} \geq 16700 \text{ daN/cm}^2$

$f_{ptk} \geq 18650 \text{ daN/cm}^2$

I materiali devono rispondere ai requisiti previsti dal D.M. 17.01.2018.

8. Interazioni tra le componenti architettoniche, impiantistiche e le opere di

contenimento dei consumi energetici (punto 12 par. A.1.b all. A della D.G.R. E.R. 1373/2011)

In fase di progetto esecutivo verrà rispettata la prescrizione [7.3.16] relativa agli spostamenti degli interpiani allo SLD (par. 7.3.7.2 NTC 18).

9. Analisi finalizzate alla ricerca della regolarità strutturale in pianta ed in elevazione

(punto 13 par. A.1.b all. A della D.G.R. E.R. 1373/2011)

Per la determinazione della regolarità strutturale in pianta ed in altezza si fa riferimento a quanto descritto al par. 7.2.2 delle NTC 18.

Secondo quanto indicato al par. C7.2.2 si verificherà che i primi modi di vibrare delle strutture siano di tipo traslazionale.

10. Primi dimensionamenti di massima dei principali elementi strutturali

(punto 14 par. A.1.b all. A della D.G.R. E.R. 1373/2011)

Per la determinazione delle dimensioni dei pilastri si fa riferimento all'esperienza acquisita per fabbricati simili già progettati. Le dimensioni previste saranno confermate dal progetto esecutivo qualora siano soddisfatte le condizioni relative agli spostamenti allo SLD e quelle relative agli effetti del second'ordine evidenziati nella valutazione del θ per entrambe le direzioni nelle Combinazioni di Carico di SLV.

Si riporta il calcolo dei tegoli della copertura della U.S. 1:

Eiseko Computers sas

viale del Lavoro 17 - 37036 - S.M Buon Albergo

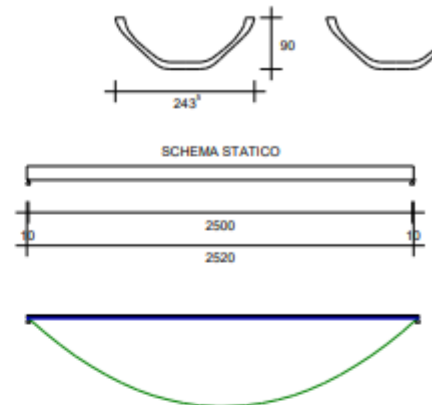
Tel: ++390458031894

RELAZIONE IN ESERCIZIO

PROGETTO: vela.hcs

Nome Trave: VELA H90 2021

Data : 17/12/2025 Ora : 18:34:14



La trave in oggetto è precompressa con il sistema a trefoli aderenti. Il calcolo è stato eseguito secondo NTC 17 - Gennaio - 2018 e secondo L'Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1 : 2005 per quanto consentito da NTC 17/1/18

N.B.: Nel calcolo il segno - indica trazione. I Newton sono ricavati col rapporto 10 anziché 9.81 anche nei valori riferiti agli Acciai lenti.

Si considera un ambiente NORMALE

XC1: Interno edifici con bassa umidità

1) SCHEMA STATICO :

Trave su due appoggi :	Luce di calcolo	LC =	25.00	m
	Sbalzo sinistro	Ss =	0.10	m
	Sbalzo destro	Sd =	0.10	m
	Lunghezza totale	L =	25.20	m

2) ANALISI DEI CARICHI :

Peso proprio Trave:	G1 =	8.02	kN/m
Carichi permanenti pienamente definiti:	G1 =	0.84	kN/m
Carichi permanenti non pienamente definiti:	G2 =	1.67	kN/m
Carichi accidentali dominanti:	Qk1 =	6.68	kN/m
Totale:		17.21	kN/m

Coeff. Stato limite ultimo Pesi propri e permanenti	$\gamma G1=$	1.30
Coeff. Stato limite ultimo Permanenti non definiti	$\gamma G2=$	1.50
Coeff. Stato limite ultimo carichi accidentali	$\gamma Qk1-Qk2=$	1.50

CATEGORIA SOVRAC. ACCIDENTALI DOMINANTINeve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)

Coeff. $\psi 1$ comb. frequente	=	0.20
---------------------------------	---	------

Coeff. $\psi 2$ quasi perm.	=	0.00
-----------------------------	---	------

3) TAGLI E REAZIONI AGLI APPOGGI :

Taglio appoggio sinistro comb.Rara	VraraS =	215.15	kN
------------------------------------	----------	--------	----

Taglio appoggio sinistro comb. ultima	VEdS =	300.58	kN
Taglio appoggio destro comb.Rara	VraraD =	215.15	kN
Taglio appoggio destro comb. ultima	VEdD =	300.58	kN
Reazione appoggio sinistro comb.Rara	RraraS =	216.87	kN
Reazione appoggio sinistro comb. ultima	REdS =	302.99	kN
Reazione appoggio destro comb.Rara	RraraD =	216.87	kN
Reazione appoggio destro comb. ultima	REdD =	302.99	kN

4) MATERIALI :

Calcestruzzo:

Classe cemento	=	N	
Coeff. s (3.1.2 (6) EC2)	s =	0.25	
Resistenza caratt. cubica sbanco (min. C28/35) (4.1 NTC)	Rckj =	35.00	N/mm ²
Resistenza caratt. cubica 28gg (min. C28/35) (4.1 NTC)	Rck =	55.00	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	γ_c =	1.4	
Resistenza caratt. cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} \times 0.83$	=	45.65 N/mm ²
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	53.65 N/mm ²
Resistenza di calcolo cilindrica	$f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	27.72 N/mm ²
Resistenza media Traz. assiale	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)}$	=	3.83 N/mm ²
Ecm Trave	Ecm =	36.42	kN / mm ²

Armatura di precompressione

Trefoli stabilizzati a basso rilassamento

min 1860 N/mm ² Tab. 11.3.VIII NTC	fpk =	1860	N/mm ²
	fpd = fpk / 1.15 =	1617	N/mm ²
Ep Trefoli stabilizzati	Ep =	195.00	kN / mm ²
Coefficiente di sicurezza	γ_s =	1.15	
min 1670 N/mm ² Tab. 11.3.VIII NTC	fp1k =	1670	N/mm ²
	fp1d = fp1k / 1.15 =	1452	N/mm ²
Tesatura iniziale trefoli pretesi	σ_{api} =	1350	N/mm ²

Armatura lenta

Acciaio B450C	fyk =	450.00	N/mm ²
	fyd = fyk / 1.15 =	391.30	N/mm ²

5) CARATTERISTICHE GEOMETRICHE :

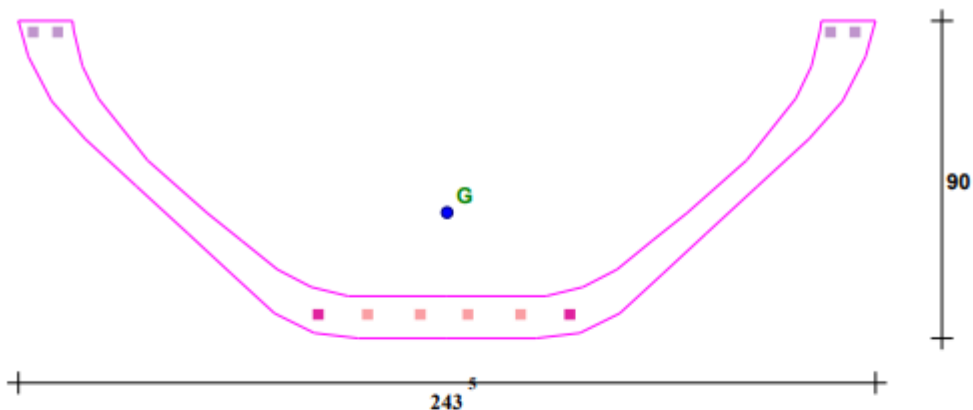
Sezione geometrica solo Trave

Altezza Trave	Ho =	90.00	cm
Area Sezione	Ao =	3208.59	cm ²
Perimetro	U =	643.22	cm
Dimensione Nominale $2 \times Ao / U$	=	9.98	cm
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'o =	54.35	cm
Momento inerzia	Jo =	2607316.92	cm ⁴
Modulo di resistenza superiore	W'o =	47973.15	cm ³
Modulo di resistenza inferiore	Wo =	73135.49	cm ³

Sezione con calcestruzzo e trefoli omogeneizzati

Coefficiente di omog. Ecs / Ecm	=	5.35	
Altezza Trave	Ho =	90.00	cm
Area omogeneizzata	A1 =	3404.87	cm ²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'1 =	54.61	cm
Momento inerzia	J1 =	2889017.65	cm ⁴
Modulo di resistenza superiore	Ws1 =	52904.47	cm ³
Modulo di resistenza inferiore	Wi1 =	81629.58	cm ³

SEZIONE CON FERRI



Ferri					SPEZZONI			SPEZZONI	SPEZZONI
N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm²)	Diam.(mm)	Neut SX (m)	L ferro (m)	Neut DX (m)	Lung SX (m)	Lung DX (m)
1	6.00	86.00	2.01	16	0	0	0	0	0
2	6.00	100.00	1.13	12	0	0	0	0	0
3	6.00	115.00	1.13	12	0	0	0	0	0
4	6.00	128.52	1.13	12	0	0	0	0	0
5	6.00	143.52	1.13	12	0	0	0	0	0
6	6.00	157.52	2.01	16	0	0	0	0	0
7	86.00	5.00	3.14	20	0	0	0	0	0
8	86.00	12.00	3.14	20	0	0	0	0	0
9	86.00	231.52	3.14	20	0	0	0	0	0
10	86.00	238.52	3.14	20	0	0	0	0	0

7) ANALISI DELLE CADUTE DI TENSIONE :

Le cadute sono calcolate nella sezione di max sollecitazione a m 12.60 dall' estremo sx della Trave

Sollecitazioni iniziali di precompressione :

Area totale trefoli	=	20.85	cm²
Distanza Baric. trefoli da lembo Inf. Trave	=	5.07	cm
Tesatura iniziale	=	1350.00	N/mm²
Perdita al martinetto 1.500 % tesatura iniziale	=	20.25	N/mm²
Perdite per ritiro con maturazione vapore (5 giorni)	=	14.96	N/mm²
Perdite per Rilassamento con maturazione a vapore	=	9.33	N/mm²
Precompressione iniziale nei Trefoli	$\sigma_o =$	1305.46	N/mm²
Sforzo di precompressione iniziale	$N_o =$	2721.89	kN
Momento di precompressione iniziale	$M_o =$	82541.49	kNcm

Le perdite dipendenti dal tempo sono calcolate con la formula:

$$D_{spcsr} = \frac{ecs \times E_p + 0.8 \times D_{sigmapr} + E_p/E_{cm} \times F_i(t,t_0) \times \sigma_{macqp}}{(1 + E_p/E_{cm} \times A_p/A_c \times (1 + A_c/J_c \times Z_{cp}^2) \times (1 + 0.8 \times F_i(t,t_0)))} \quad (5.46 \text{ EC2})$$

ecs x Ep = deformazione per ritiro x Ep	=	97.50	N/mm ²
Ep = Modulo elasticità acciaio armonico	=	195.00	kN / mm ²
Dsigmapr =variazione tensione per rilassamento nel Bar. Trefoli Inf.	=	51.35	N/mm ²
Rilassamento Trefoli dopo mille ore	=	2.50	%
Ep / Ecm = rapporto moduli acciaio/ CLS	=	5.35	
Fi(t,t ₀) = Coeff. di Viscosità a tempo infinito	=	2.46	
% vapore aria durante la maturazione	=	60.00	%
Scqp = Tensione nel Bar. Trefoli (precom.+azioni quasi permanenti)	=	8.02	N/mm ²
Ap - Ac - Jc vedere nelle caratteristiche geometriche e sopra			
Zcp = Distanza tra Bar. Trefoli e bar. Trave	=	30.33	cm
Perdite dipendenti dal tempo nell' acciaio	Dspcsr =	171.77	N/mm ²
Sigma di precompressione finale nei trefoli	σ _o - Dspcsr =	1133.69	N/mm ²

8) VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO :

Distanza di massima sollecitazione dall' estremo sinistro della Trave : X =12.50m

Sforzo di precompressione finale	Nf =	2363.75	kN
Momento di precompressione finale	Mf =	716.81	kNm

Combinazione di carichi quasi permanente.

Coefficiente per combinazione quasi permanente	ψ/21 =	0.00	
Momento del Peso Proprio e Sovracc. Permanenti	Mpp =	822.50	kNm
Momento Sovraccarichi accidentali	Maqp =	0.00	kNm
Momento Tot. Combinazione quasi permanente	Mpp + Maqp =	822.50	kNm
Tensione Sup. ammessa < 0.45 x fck Trave	=	20.54	N/mm ²
Tensione inferiore ammessa > fctm /1.2	=	-3.19	N/mm ²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	8.94	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	5.65	N/mm ²

Combinazione di carichi Frequente.

Coefficiente per combinazione frequente	ψ/11 =	0.20	
Momento Sovraccarichi accidentali	Maf =	104.44	kNm
Momento Tot. Combinazione frequente	Mpp + Maf =	926.94	kNm
Tensione inferiore per considerare sez. reagente > fctm /1.2	=	-3.19	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	4.37	N/mm ²

Combinazione di carichi Rara.

Momento Sovraccarichi accidentali	Mar =	522.19	kNm
Momento Tot. Combinazione rara	Mpp + Mar =	1344.69	kNm
Tensione Sup. ammessa < 0.60 x fck Trave	=	27.39	N/mm ²
Tensione inferiore per considerare sez. reagente > fctm /1.2	=	-3.19	N/mm ²

Tensione superiore nel CLS Trave	=	18.81	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	-0.75	N/mm ²

9) VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Il momento resistente è calcolato con il diagramma dell'acciaio formato da una bilatera con il punto di snervamento f_{p1d} e l'estremo f_{pd}

L'ordinata max (def. ultima acciaio = $0.9 \times E_{uk}$) $u_k = 35$ o/oo

Il diagramma del CLS ha sigma di precompressione max = f_{cd}

L'ordinata max (deformazione ultima CLS)= $c_u = 3.5$ o/oo

Momento di calcolo con comb. ultima $M_{Ed} = 1878.64$ kNm

Momento Resistente $M_{Rd} = 2205.33$ kNm

deve essere $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

Deformazione del Calcestruzzo $D_c = 3.50$ o/oo

Deformazione totale acciaio $D_a = 5.81$ o/oo

Altezza zona compressa ($0.8 \times Y$) da lembo sup.Trave $Y_r = 42.65$ cm

La Trave va in collasso per rottura del CLS superiore

10) VERIFICHE A TAGLIO SEZIONE NON PRECOMPRESSA

Sezione sull'appoggio sinistro

Taglio all'appoggio comb.Rara $V_{rara} = 215.15$ kN

Taglio di calcolo all'appoggio comb. ultima $V_{Ed} = 300.58$ kN

Altezza sez. appoggio per taglio $H_{app} = 90.00$ cm

Altezza utile = $90 - 6$ $d = 86.00$ cm

Larghezza resistente a Taglio $b_w = 15.00$ cm

Angolo puntone compresso che dà $V_{Rd,max} = V_{Ed}$ $\theta = 11.2$ °

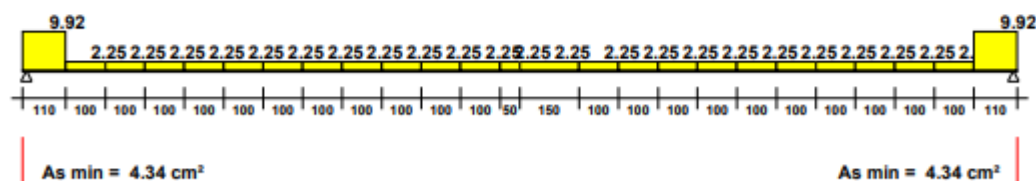
Angolo puntone compresso usato per il calcolo $\theta = 45.0$ °

Cot Tzeta ≥ 1 e ≤ 2.5 $Cot\theta = 1.00$

Angolo asse staffe rispetto asse trave $\alpha = 90$ °

Progetto armatura a taglio e verifiche secondo Capitoli 6.2.2 e 6.2.3 EC2

DIAGRAMMA AREA STAFFE cm²/m



Area staffe = $V_{Ed} \cdot s / [z \cdot f_{ywd} \cdot Cot(Tzeta)]$ (6.8 EC2) $A_{sw} = 9.92$ cm²/m

Acciaio inferiore $V_{Ed} / f_{yd} \cdot Cot(Tzeta)$ $A_{sl} = 7.68$ cm²

$f_{yd} = 391.30$ N/mm²

Momento Traslato $M_{Ed} = 116.33$ kNm

Acciaio inferiore ancorato necessario	Asa =	4.34	cm ²
Momento Resistente con Asa	MRd =	125.50	>= MEd VERIFICATO
Area tref. eventuale conteggiabile a taglio (8.10.2.3 EC2)	Atf =	5.71	cm ²
Verifica Taglio senza staffe			
$V_{rdc} = C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d$ (6.2.a EC2)	$V_{rdc} =$	61.11	kN
$C_{rdc} = 0.18 / \Gamma_{\text{GammaC}}$	$C_{rdc} =$	0.129	
$k = 1 + \text{Sqr}(200 / d) \leq 2$	$k =$	1.48	
$\rho_l = A_{sa} / (b_w \cdot d) \leq 0.02$ (6.2.2 EC2)	$\rho_l =$	0.003	<= 0.02 VERIFICATO
$V_{rdmin} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot d$ (6.2.b EC2)	$V_{rdmin} =$	55.05	kN
$\max(V_{rdc}, V_{rdmin})$	=	61.11	kN < VEd - USARE STAFFE
Verifica Taglio Trazione			
$z = 0.9 \cdot d$	$z =$	77.40	
$f_{ywd} = f_{yd}$	$f_{ywd} =$	391.30	N/mm ²
Taglio $V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\alpha) / s$ (6.8 EC2)	$V_{Rd,s} =$	300.58	kN >= VEd - VERIFICATO
Area staffe max ammessa (6.12 EC2)	$A_{sw,m} =$	26.05	cm ² /m >= A _{sw} - VERIFICATO
Verifica Taglio Compressione			
$V_{rd,max} = A_{lfcw} \cdot b_w \cdot z \cdot n_1 \cdot f_{cd} / [\cot(\alpha) + \tan(\alpha)]$ (6.9 EC2)	$V_{rd,max} =$	789.01	kN >= VEd - VERIFICATO
$A_{lfcw} =$	$\alpha_{cw} =$	1.00	
$n_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ (6.6N EC2)	$V_1 =$	0.49	
Verifica Puntone $V_{max} = K_a \cdot b_w \cdot d \cdot n_1 \cdot f_{cd}$ (6.5 EC2)	$V_{max} =$	876.75	kN >= VEd - VERIFICATO
$K_a = 0.5 - 0.1552 \cdot [\cot(\alpha) - 1] / (2.5 - 1)$	$K_a =$	0.500	
$n_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ (6.6N EC2)	$V =$	0.49	
	$f_{cd} =$	27.72	N/mm ²

11) VERIFICHE A FLESSIONE E TAGLIO NELLE SEZIONI INIZIALI PRECOMPRESSE

Sezione 1 a metri 1 dal punto d' appoggio sinistro.

Momento dovuto al solo PP	Mpp =	96.26	kNm
SIGMA allo sbanco nei trefoli pretesi	=	1305.46	N/mm ²
Allo sbanco e con il solo peso della Trave. Calcolo a rottura per sollecitazione minima.			
Distanza da bordo inf. ultima dello Sforzo N	Dul =	5.50	cm
Distanza da bordo inf. dello Sforzo N	Dese =	10.65	cm
deve essere Dese >= Dul			
Sigma al lembo sup. Trave allo sbanco	=	-3.16	N / mm ²
Cadute di tensione Finali nei trefoli	=	205.82	N / mm ²
Sigma di precompressione finale nei trefoli		1099.64	N/mm ²
Sforzo di precompressione finale	Nsd =	1528.50	kN
A tempo infinito e con tutti i carichi permanenti :			
M per peso proprio e carichi permanenti	Mpp =	126.34	kNm
Momento di Decompressione	Mde =	709.25	kNm > 0 VERIFICATO
Momento di calcolo della Trave	MEd =	288.56	kNm
Momento Resistente	MRd =	1699.24	kNm
Deve essere MRd >= MEd			

8

VERIFICA A TAGLIO

TAGLIO nella sezione in Comb. rara	Vsdo =	197.94	kN
Larghezza nel baricentro Trave	bw =	23.64	cm
TAGLIO di calcolo comb. ultima	VEd =	276.54	kN
TAGLIO PORTATO DA TRAVE SENZA BISOGNO STAFFE	Vrd =	505.88	kN >= VEd
FORMULA UTILIZZATA : $0.7 \times bw \times d \times \sqrt{f_{ctd}^2 + 1 \times \sigma_{bar.} \times f_{ctd}}$			
Larghezza nel baricentro trave		23.64	cm
Altezza trave + getto - 3		87.00	cm
Sigma nel baricentro trave		4.53	N/mm ²
	fctd =	1.92	N/mm ²
Vrd > Taglio ultimo pongo minimo staffe	Area staffe/m =	2.25	cm ² /m

12) DEFORMABILITA' DELLA TRAVE

Le Freccie sono calcolate nella sezione a m 12.60 dall' estremo sx della Trave

Altezza Trave = 90.00 cm

Freccie provocate dalla storia di carico della Trave: + freccia verso il basso, - freccia verso l'alto

Luce di calcolo Freccie	Lc =	25.00	m
Calcestruzzo allo sbanco	Rck' =	35.00	N/mm ²
E iniziale Teorica	E' =	32.590	kN/mm ²
Momento inerzia Trave	Ji =	2918669	cm ⁴
Freccia per precompressione	f1 =	-6.679	cm
Freccia per peso proprio trave	f2 =	4.289	cm
Freccia allo sbanco Totale f1+f2	fsba =	-2.390	cm

FRECCIA ISTANTANEA IN ESERCIZIO - Si considerano agenti tutti i carichi

Calcestruzzo allo stadio finale	Rck =	55.00	N/mm ²
E Teorica	E =	36.420	kN/mm ²
Momento inerzia Trave in mezzeria	Jt =	2987446	cm ⁴
Freccia per precompressione	f3 =	-5.839	cm
Freccia p.proprio+permanenti pienamente definiti	f4 =	4.140	cm
Freccia totale perm. pien. definiti f3+f4	fp =	-1.698	cm
Freccia permanenti non pienamente definiti	f5 =	0.781	cm
Freccia accidentali Qk1+psi02*Qk2	f6 =	3.125	cm
Freccia totale istantanea per tutti i carichi fp+f5+f6	ft =	2.207	cm

FRECCIA IN ESERCIZIO A LUNGO TERMINE - Si considera la combinazione quasi permanente

Coeff. di Viscosità a tempo infinito	Fi(t,to) =	2.460	
Coefficiente di omog. E acciaio / E efficace		19.952	
Dove E efficace = E Teorica / [1 + Fi(t,to)] (7.20 EC2)		10.525	kN/mm ²
Momento inerzia Trave in mezzeria	Jf =	3691986	cm ⁴
Freccia per precompressione	f3 =	-13.906	cm
Freccia p.proprio+permanenti pienamente definiti	f4 =	11.596	cm
Freccia totale a lungo term. perm. pien. definiti f3+f4	fdt =	-2.310	cm
Freccia permanenti non pienamente definiti	f5 =	2.188	cm

Freccia accidentali quasi perm. $\psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$	$f_6 =$	0.000	cm
Limite deformazione	$L_c/250 =$	10.000	cm
Freccia totale quasi permanente lungo termine $f_{dt} + f_5 + f_6$	$f_{qper} =$	-0.123	cm $\leq L_c/250$ - VERIFICATO

13) RIENTRO TREFOLI IN TESTATA TRAVE

Il rientro è calcolato con la formula EN 13369:2018 (E)

Posto $f_{bpt} = 3.2 \times 0.7 \times f_{ctmj} / \gamma_{cC}$ (8.15 EC2)	=	4.54	N/mm ²
$L_{pt2} = 1.2 \times L_{pt} = 1.2 \times 0.19 \times d_{ia} \times \sigma_{mai} / f_{bpt}$ (8.18 EC2)	=	1002.59	mm
Rientro medio $0.4 \times L_{pt2} \times \sigma_{mai} / E_p = DLo$	=	2.73	mm
Rientro max = $DLo \times 1.3$ (4.2.3.2.4 EN 13369)	=	3.56	mm