

COMUNE DI SERRAMAZZONI
Provincia di MODENA

**SCUOLA MATERNA DEL CAPOLUOGO
CONSOLIDAMENTO STATICO DI ALCUNE TRAVI
DELL'IMPALCATO DI CALPESTIO DEL PIANO PRIMO
PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO.**



Committente:

Serramazzoni Patrimonio srl

Febbraio 2015

Raggruppamento Temporaneo di Professionisti

ing. Emanuel Perani,

ing. Massimo Pilati,

via Doneghe, 3 - 25085 Gavardo (BS)

Tel. e Fax 036532845

e-mail: info@ingegneriaprogetti.net

FASCICOLO TECNICO:

1. RELAZIONE GENERALE
2. RELAZIONE GEOTECNICA E
DELLE FONDAZIONI
3. RELAZIONE SUI MATERIALI
4. RELAZIONI SPECIALISTICHE –
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE
STRUTTURE
5. PIANO DI MANUTENZIONE;

INDICE

1.	RELAZIONE GENERALE	3
1.1.	ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	3
1.2.	ANALISI DEI CARICHI.....	7
2.	RELAZIONE GEOTECNICA e DELLE FONDAZIONI.....	8
3.	RELAZIONE SUI MATERIALI	9
3.1.1	CALCESTRUZZO.....	9
3.1.2	ACCIAIO	9
3.1.3	LAMINE PULTRUSE IN FIBRE DI CARBONIO	10
4.	RELAZIONI SPECIALISTICHE RelAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE....	10
4.1.	VERIFICHE NUMERICHE PRE-INTERVENTO	11
4.1.1	TRAVE 1.....	12
4.1.2	TRAVE 2.....	16
4.1.3	TRAVE 3.....	19
4.1.4	TRAVE 4.....	23
4.2.	PROGETTO E VERIFICHE NUMERICHE POST-INTERVENTO	26
4.2.1	TRAVE 1.....	27
4.2.2	TRAVE 2.....	30
4.2.3	TRAVE 3.....	31
4.2.4	TRAVE 3.....	34
5.	PIANO DI MANUTENZIONE DELL'OPERA.....	37

1. RELAZIONE GENERALE

1.1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

La necessità di un intervento di rinforzo di alcune travi in cemento armato dell'edificio scolastico sede delle scuole dell'infanzia del capouogo nel comune di Serramazzoni scaturisce dalle verifiche strutturali commissionate dall'amministrazione comunale nel 2013.

A quello studio seguì un approfondimento diagnostico finalizzato ad una più accurata conoscenza sia dei dettagli costruttivi, sia delle proprietà meccaniche dei materiali, con particolare riguardo alle armature metalliche.

Obiettivo del presente progetto è quello di adeguare da un punto di vista ESCLUSIVAMENTE statico le travi per le quali le verifiche statiche (appunto) non hanno fornito esito positivo.

La tecnica di consolidamento proposta prevede l'impiego di materiali fibrocompositi applicati per il rinforzo flessionale in mezzera delle travi e non altera in alcun modo la risposta sismica del fabbricato, né i livelli di sicurezza sismici valutati nel precedente studio.

A) Contesto Edilizio e Caratterizzazione geologica, morfologica e idrogeologica.

L'edificio oggetto d'intervento è isolato rispetto al contesto urbano, non interferendo con alcun altro manufatto.

Limitatamente agli aspetti geologici, morfologici e idrogeologici si evidenzia come l'intervento non risenta, né sia influenzato da tali aspetti, riguardando meramente il consolidamento statico di alcuni elementi del primo orizzontamento, senza aggravio di azioni a livello del piano fondale.

B) Descrizione generale della struttura e della tipologia di intervento.

Trattasi di edificio scolastico realizzante con struttura portante in cemento armato, impiegato per:

- fondazioni;
- pilastri;
- travi.

I solai sono in latero-cemento.

In particolare gli elementi oggetto di rinforzo sono travi in spessore di solaio di larghezza compresa tra 70 e 80 cm e di altezza pari a 24 cm

C) Normativa tecnica e riferimenti tecnici.

Il progetto è conforme alla seguente normativa tecnica:

- **Norme Tecniche per le Costruzioni** di cui al DM 14 gennaio 2008
- **Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche** di cui al D.M. 14 gennaio 2008 pubblicate in data 26 febbraio 2009.
- **Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati CNR 200-R1/2013** - Roma, CNR 10 ottobre 2013 – versione del 15 Maggio 2014.

D) Definizione dei parametri di progetto e dell'azione sismica di base del sito.

Non pertinenti in relazione all'intervento proposto in base a quanto asserito in epigrafe.

E) Descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale.

Si rimanda integralmente alla successiva "Relazione sui Materiali".

F) Criteri di progettazione e di modellazione.

Le azioni (N, T, M) agenti interne sono valutate secondo i criteri della scienza e tecnica della costruzioni, assumendo - quali modelli di calcolo - gli schemi di travi mono o pluri-campata su appoggi puntuali.

Le azioni resistenti sono invece valutate secondo le procedure indicate di volta in volta dalla Normativa vigente

G) Combinazione delle Azioni.

La combinazione delle azioni considerate ai fini delle verifiche è (così come definita e proposta al paragrafo 2.5.3 Combinazione delle azioni delle NTC) la seguente:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Nelle precedenti espressioni il significato dei simboli e lettere è il seguente:

G_1 : peso proprio di tutti gli elementi strutturali, il peso proprio del terreno incluse le forze indotte (se pertinenti) e le forze di pressione dell'acqua (se pertinenti e costanti nel tempo);

G_2 : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P : pretensione e precompressione;

Q_{k1} : carico variabile j-esimo al valore caratteristico;

γ_{Gi} e γ_{Qj} : coefficiente parziali delle azioni nelle verifiche allo stato limite ultimo come definiti nella tabella 2.6.1 delle NTC. Come altresì specificato al paragrafo 8.5.5 delle NTC, a fronte di una accurata conoscenza degli aspetti geomotrico-strutturali, quale quella che si è conseguita a fronte delle indagini integrative effettuate, si adottano per le verifiche illustrate nel seguito valori unitari del solo coefficiente γ_{Gi} ;

ψ_{0j} : coefficiente di combinazione che fornisce il valore raro del carico variabile j-esimo;

I valori dei coefficienti di combinazione verranno assunti sulla base delle indicazioni contenute nella tabella 2.5.1 delle NTC

+: simbolo che vuol dire “combinato con”;

H) Metodi di analisi.

Metodo semiprobabilistico agli stati limite

I) Criteri di verifica in presenza di azione sismica.

Non pertinenti in relazione all'intervento proposto in base a quanto asserito in epigrafe.

J) Rappresentazione configurazioni deformate e delle sollecitazioni delle strutture più significative, sintesi delle verifiche di sicurezza e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Si rimanda al successivo paragrafo 1.2 Verifiche numeriche e al punto P) Sintesi dei risultati più significativi

K) Caratteristiche ed affidabilità del codice di calcolo.

I calcoli sono stati eseguiti con procedure (free-software) sviluppate internamente o in ambito universitario. In particolare:

- per la valutazione delle azioni interne si è utilizzato TRAVECONDWG (freesoftware) del prof. Piero Gelfi, dell'Università degli Studi di Brescia);
- la verifica flessionale delle sezioni nello è stata eseguita con VCASLU (freesoftware) del prof. Piero Gelfi, dell'Università degli Studi di Brescia);
- la verifica flessionale delle sezioni nello stato di progetto con codici interni implementati su EXCEL;
- la verifica a taglio delle sezioni nello stato di fatto e/o di progetto con codici interni implementati su EXCEL.

L) Strutture di fondazione: fasi di realizzazione dell'opera, sintesi massime pressioni,....

Non pertinenti in relazione all'intervento proposto che non altera lo stato dei luoghi.

M) Categoria di intervento previsto

Da un punto di vista del comportamento sismico, l'intervento - finalizzato all'adeguamento statico di alcune travi - non influenza in alcun modo il comportamento sismico dell'edificio, pertanto può ascrivere alla categoria degli interventi locali.

N) Descrizione della struttura esistente

Per eventuali approfondimenti vedasi precedente studio allegato alla presente in formato digitale

O) Descrizione della proprietà meccaniche

Si rimanda integralmente alla successiva “Relazione sui Materiali”.

P) Sintesi dei risultati più significativi

Il progetto di rinforzo consente di raggiungere i livelli di sicurezza previsti dalla normativa tecnica per la destinazione d'uso corrente del fabbricato (scuola).

In particolare il rinforzo incrementa i valori dei momenti resistenti in campata sino al superamento dei valori agenti. Mentre non è necessario prevedere alcun rinforzo a taglio essendo già allo stato di fatto il taglio resistente maggiore del taglio agente.

1.2. ANALISI DEI CARICHI

Le travi oggetto di intervento appartengono ad un impalcato costituito da solaio in latero-cemento avente $H=20+4$ e interasse pari a 50 cm. Per questo solaio, sia in condizioni pre intervento che in condizioni post-intervento, possono essere assunti i seguenti carichi:

Peso Proprio:

Totale peso proprio **2.60 kN/m²**

Sovraccarico Permanente:

Pavimento (0.5 cm)	0.10	kN/m ²
Sottofondo (9 cm) 15.5 kN/m ³	1.40	kN/m ²
Intonaco	0.30	kN/m ²
Totale Sovraccarico Permanente	1.80	kN/m²

Sovraccarico Accidentale:

Scuole (Cat. C1 - NTC08) **3.00 kN/m²**

A questi si aggiungono sulle singole campate interessate dalla presenza di alcune tramezze i relativi carichi permanenti.

Per le tramezze si è stimato un peso di 1.10 kN/m² (intonaco + laterizio forato so.8cm + intonaco/piastrelle).

Si è quindi considerato un peso permanente portato di 1.00 kN/m², valutato distribuendo uniformemente il carico totale delle tramezze sulla superficie di influenza (evidenziata a tratteggio rosso nell'immagine sottostante).

Un carico distribuito di 3.30 kN/m, inoltre, è stato applicato sulla campata di una trave in corrispondenza della linea indicata a tratteggio blu nell'immagine sottostante.

Il peso delle ulteriori tramezze, considerato il loro posizionamento, carica direttamente i pilastri senza influire sul diagramma delle azioni interne delle travi.

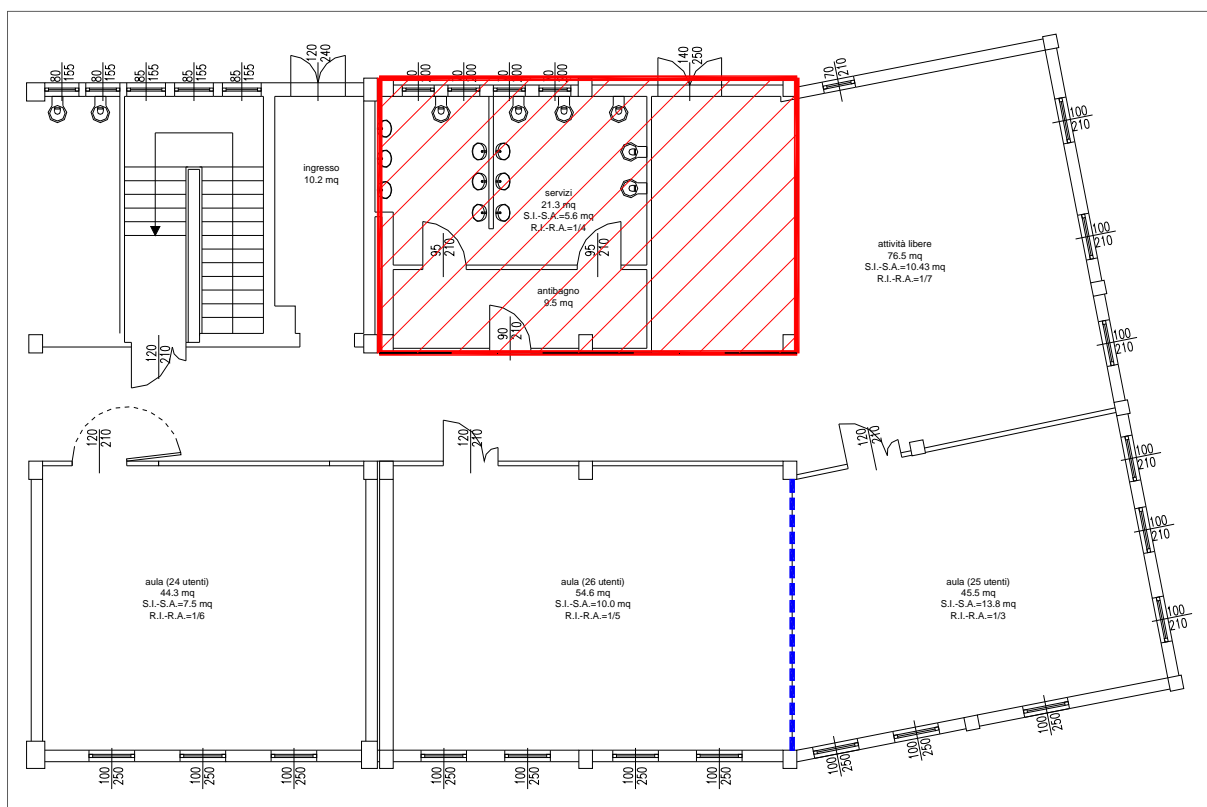


Figura 1 – Scuola infanzia del capoluogo, pianta piano primo.

2. RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI

Come descritto nella relazione generale l'intervento consiste nel rinforzo delle travi in calcestruzzo mediante l'utilizzo di fibrorinforzati all'intradosso dell'elemento.

I pesi nella condizione pre e post intervento non subiscono alcuna modifica e non è pertanto necessario indagare il terreno e valutare la sicurezza strutturale del sistema fondale.

3. RELAZIONE SUI MATERIALI

Sulla base delle indagini effettuate per la valutazione del livello di sicurezza strutturale del fabbricato e delle prove su spezzoni in acciaio prelevati, ai fini del calcolo verranno utilizzati i seguenti materiali:

3.1.1 CALCESTRUZZO

In conformità alle prescrizioni progettuali e alle indagini condotte al calcestruzzo è stata attribuita la classe C25/30, assumendo quale valore medio della resistenza cilindrica a compressione il valore caratteristico prescritto dalla normativa per quella classe. Pertanto i parametri meccanici più significativi assumono i seguenti valori

- | | | |
|--------------------------------------|------------|-----------|
| - resistenza media alla compressione | $f_{cm} =$ | 25 Mpa |
| - modulo di elasticità | $E =$ | 30000 Mpa |

I valori di calcolo verranno determinati assumendo per il fattore di confidenza il valore è $F_c = 1.2$.

3.1.2 ACCIAIO

la determinazione delle proprietà meccaniche dell'acciaio è stata condotta per via sperimentale, limitatamente alle armature longitudinali caratterizzate dall'impiego di ferro ad aderenza migliorata, e sulla scorta di documentazione tecnica di comprovata validità, limitatamente alle armature trasversali caratterizzate dall'impiego di ferro liscio.

Acciaio armature longitudinali (aderenza migliorata):

I valori sono stati ricavati sulla base delle prove di trazione (valore medio delle due prove) eseguite presso il Laboratorio Prove Materiali "Pietro Pisa" dell'Università di Brescia di cui al certificato n° 37453. I parametri meccanici più significativi assumono i seguenti valori:

- | | | |
|---|------------|-------------|
| - resistenza media trazione (snervamento) | $f_{ym} =$ | 475 Mpa |
| - modulo di elasticità | $E =$ | 210.000 Mpa |

I valori di calcolo verranno determinati assumendo per il fattore di confidenza il valore è $F_c = 1.0$.

Acciaio armature trasversali (lisci):

E' stato considerato come valore medio quello ricavato dal database STIL "Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980 – Verderame, Ricci, Esposito, Sansiviero – Atti convegno AICAP 2011, per un intervallo temporale 1974-1980. I parametri meccanici più significativi assumono i seguenti valori:

- | | | |
|---|------------|-------------|
| - resistenza media trazione (snervamento) | $f_{ym} =$ | 418 Mpa |
| - modulo di elasticità | $E =$ | 210.000 Mpa |

I valori di calcolo verranno determinati assumendo per il fattore di confidenza il valore è $F_c = 1.2$.

3.1.3 LAMINE PULTRUSE IN FIBRE DI CARBONIO

Si utilizzeranno **sistemi preformati mediante pultrusione incolati all'elemento da rinforzare** eventi aventi le seguenti caratteristiche meccaniche

- modulo di elasticità (valore medio)	$E =$	165.000 Mpa
- modulo di elasticità (minimo)	$E =$	160.000 Mpa
- resistenza trazione caratteristica (valore medio)	$f_{fk} =$	3100 Mpa
- resistenza trazione caratteristica (valore minimo)	$f_{fk} =$	2800 Mpa
- deformazione a rottura (valore minimo)	$\varepsilon_{fk} =$	1,70% Mpa
- spessore delle lamine	$t_f =$	1,20 mm

4. RELAZIONI SPECIALISTICHE RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

4.1. VERIFICHE NUMERICHE PRE-INTERVENTO

Le dimensioni e i dettagli costruttivi degli elementi su cui si è condotta la verifica sono stati ricavati dai alcuni elaborati grafici recuperati presso gli archivi della stazione appaltante, supportati dai saggi manuali. In particolar modo, stante l'identico schema strutturale utilizzato, si sono ricavate informazioni sulla modalità di posizionamento delle barre integrative e dei ferri piegati.

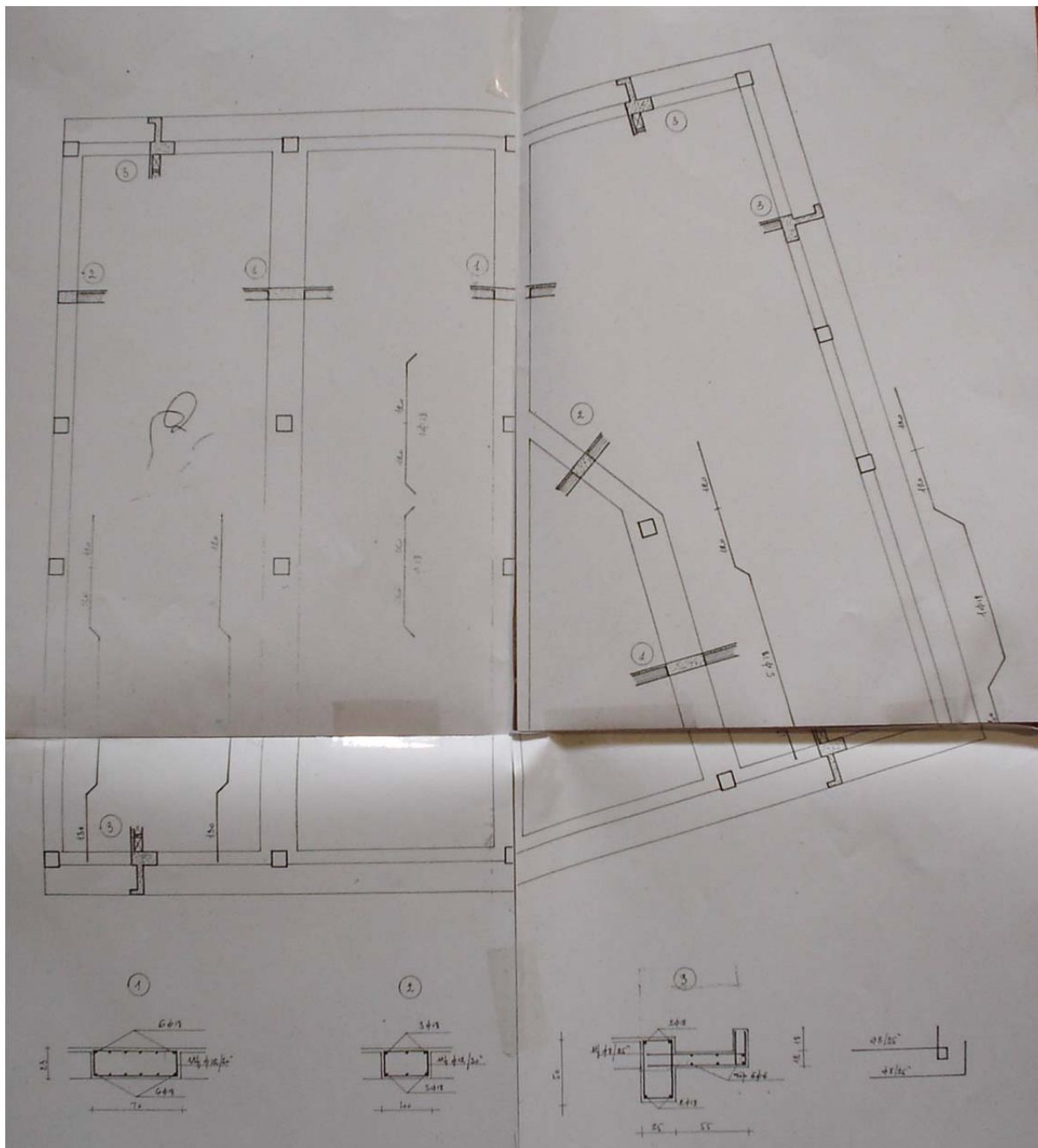


Figura 2.

Progetto per la costruzione dell'edificio, oggi sede della scuola dell'infanzia del capoluogo di Serramazzoni. Estratto tavola strutturale solaio copertura piano primo. da questa tavola, In particolar modo, stante l'identico schema strutturale utilizzato per l'impalcato del piano terra, si sono ricavate informazioni sulla modalità di posizionamento delle barre integrative e dei ferri piegati

4.1.1 TRAVE 1

Nell'immagine a lato, a tratteggio, è individuata la trave 1, oggetto di verifica.

Sotto, invece, è riportato l'estratto del foglio di calcolo utilizzato per la determinazione dei carichi elementari (pesi permanenti e accidentali) agenti sulle singole campate della trave ed evidenziati a sfondo rosso.

I valori di calcolo delle azioni interne sono ottenuti considerando i coefficienti $\gamma_{G,1} = \gamma_{G,2} = 1,00$ e $\gamma_Q = 1,50$ in accordo con il paragrafo 8.5.5 delle NT08, avendo determinato i pesi proprio sulla scorta di un accurato rilievo materico.

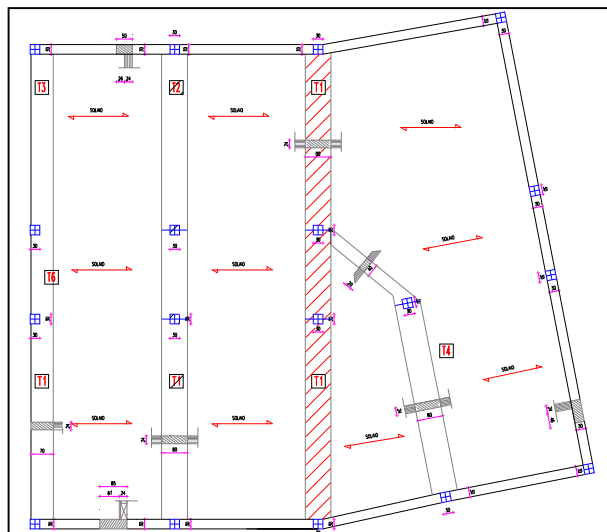


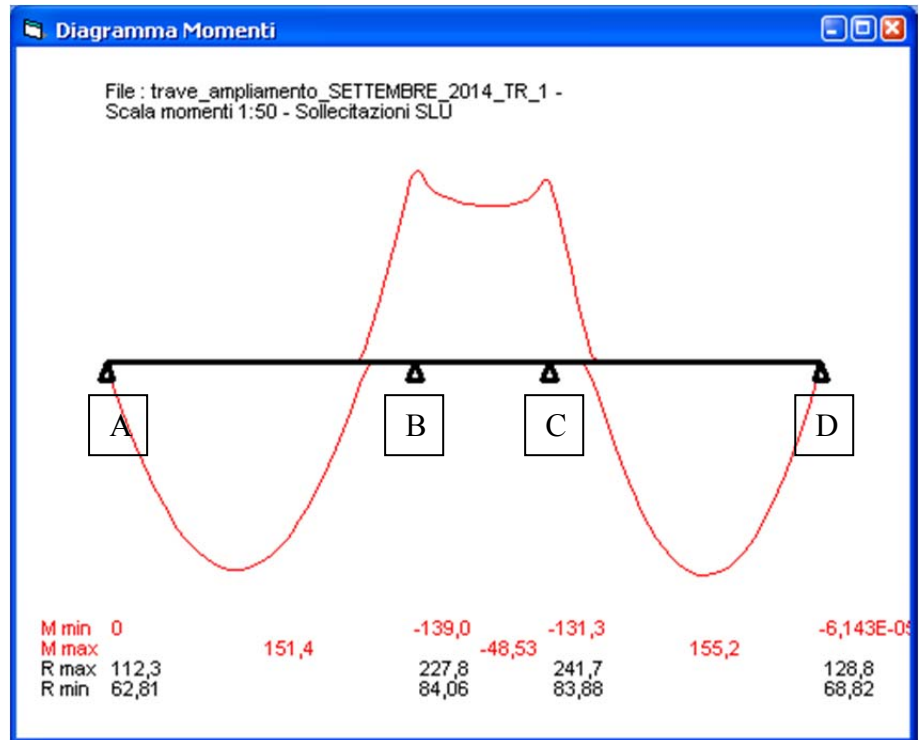
Figura 3 – Individuazione planimetrica Trave 1

Tabella 1 – Trave 1. Carichi agenti

Carichi trave campata 1 L=6,4											
	kN/mq	kN/mq	kN/mq					m		kN/m	kN/m
	Permanenti	Perm. non strutt	Accidentali	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q		Luce influenza	Permanenti	Accidentali	
Impalcato lato sx	2,60	1,80	3,00	1,00	1,00	1,00		2,25	9,90	6,75	
Impalcato lato dx	2,60	1,80	3,00	1,00	1,00	1,00		1,75	7,70	5,25	
Tamponamenti diretti	1,10			1,00				3,00	3,30		
Incremento peso trave	Dimensione trave 80x24 - (25,00*0,24-2,6)*0,8									2,72	
									Totale	23,62	12,00
Carichi trave campata 2 L=2,80											
	kN/mq	kN/mq	kN/mq					m		kN/m	kN/m
	Permanenti	Perm. non strutt	Accidentali	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q		Luce influenza	Permanenti	Accidentali	
Impalcato lato sx	2,60	1,80	3,00	1,00	1,00	1,00		2,25	9,90	6,75	
Impalcato lato dx	2,60	1,80	3,00	1,00	1,00	1,00		0,75	3,30	2,25	
Tamponamenti diretti	0,00			0,00				0,00	0,00		
Incremento peso trave	Dimensione trave 80x24 - (25,00*0,24-2,6)*0,8									2,72	
									Totale	15,92	9,00
Carichi trave campata 3 L=5,65											
	kN/mq	kN/mq	kN/mq					m		kN/m	kN/m
	Permanenti	Perm. non strutt	Accidentali	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q		Luce influenza	Permanenti	Accidentali	
Impalcato lato sx	2,60	2,80	3,00	1,00	1,00	1,00		2,25	12,15	6,75	
Impalcato lato dx	2,60	1,80	3,00	1,00	1,00	1,00		3,20	14,08	9,60	
Tamponamenti diretti	0,00			0,00				0,00	0,00		
Incremento peso trave	Dimensione trave 80x24 - (25,00*0,24-2,6)*0,8									2,72	
									Totale	28,95	16,35

CALCOLO DELLE AZIONI INTERNE DI PROGETTO - (TRAVECON DWG)

Per semplicità di lettura si specifica che l'appoggio A è in corrispondenza del lato di valle, mentre l'appoggio D si ha in corrispondenza del lato di monte.



CALCOLO DELLE AZIONI RESISTENTI DI PROGETTO - (VCASLU)

Verifica C.A. S.L.U. - File: SEZIONE_TIPO_CAMPATA_2

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : Serramazzoni materna 8 fi 16 + 8 fi 16

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	24	1	16,08	3
			2	16,08	21

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd 0 kNm
M yEd 0 kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali SERRA 2 C25/30

ϵ_{su} 67,5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 413 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 %
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 11,81 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,9
 ϵ_{syd} 2,065 % $C_{c,adm}$ 9,75
 $C_{s,adm}$ 0 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M xRd 123,5 kNm
 σ_c -11,81 N/mm²
 σ_s 413 N/mm²
 ϵ_s 3,5 %
 ϵ_s 13,67 %
d 21 cm
x 4,28 x/d 0,2038
 δ 0,7

Metodo di calcolo S.L.U. S.L.U. Metodo n
Tipo flessione Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Campata A-B.

Sezione traeverale:

80cm x 24cm

Armatura considerata:

8+8 Φ 16

Mrd: 123,50kNm

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Serramazzone materna 9 fi 16 + 7 fi 16

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	24	1	18,10	3
			2	14,07	21

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
SERRA 2 C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 413 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 11,81
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 2,065 ‰ C_{c,adm} 9,75
C_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} -138,2 kNm
σ_c -11,81 N/mm²
σ_s 413 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 11,64 ‰
d 21 cm
x 4,854 x/d 0,2311
δ 0,7289

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

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

Appoggio B.

Sezione traeverale:
80cm x 24cm

Armatura considerata:
9 Φ 16 sup.+ 7 Φ 16inf.

Mrd: 138,20kNm

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Serramazzone materna 8 fi 16 + 7 fi 16

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	24	1	16,08	3
			2	14,07	21

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
SERRA 2 C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 413 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 11,81
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 2,065 ‰ C_{c,adm} 9,75
C_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} -123,4 kNm
σ_c -11,81 N/mm²
σ_s 413 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 12,97 ‰
d 21 cm
x 4,462 x/d 0,2125
δ 0,7056

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

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

Appoggio C.

Sezione traeverale:
80cm x 24cm

Armatura considerata:
8 Φ 16 sup.+ 7 Φ 16inf.

Mrd: 123,40kNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: SEZIONE_TIPO_CAMPATA_1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Serramazzone materna 7+7 fi 16

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	24	1	14,07	3
			2	14,07	21

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
SERRA 2 C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 413 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 11,81
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 2,065 ‰ C_{c,adm} 9,75
C_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 108,6 kNm
σ_c -11,81 N/mm²
σ_s 413 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 14,37 ‰
d 21 cm
x 4,112 x/d 0,1958
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

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

Campata C-D.

Sezione traeverale:
80cm x 24cm

Armatura considerata:
7+7 Φ 16inf.

Mrd: 108,60kNm

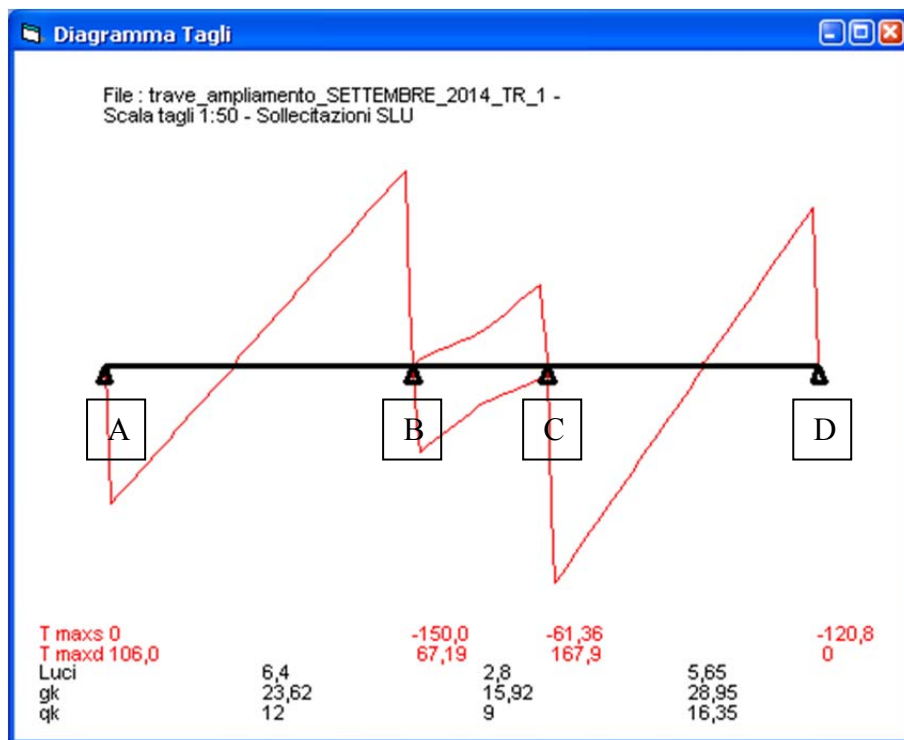
La verifica flessionale non risulta pertanto soddisfatta essendo i momenti resistenti sistematicamente minori rispetto a quelli sollecitanti (la verifica risulterebbe soddisfatta solo per un carico accidentale caratteristico di $1,00\text{kN/m}^2$). In particolar modo la verifica più penalizzante si ha in corrispondenza della campata di monte (campata C-D) in cui:

$$M_{rd} = 108.6 \text{ kNm} < M_{sd} = 155.2 \text{ kNm}$$

VERIFICA A TAGLIO.

CALCOLO DELLE AZIONI INTERNE DI PROGETTO - (TRAVERCON DWG)

Per semplicità di lettura si specifica che l'appoggio A è in corrispondenza del lato di valle, mentre l'appoggio D si ha in corrispondenza del lato di monte.



CALCOLO DELLE AZIONI RESISTENTI DI PROGETTO

Verifica a taglio di travi armate secondo NTC 2008 §4.1.2.1.3.2			
INPUT			
GEOMETRIA DELLA TRAVE		AZIONI AGENTI	
bw[mm]	800	Ned	0
hw[mm]	240	MEd[kNm]	0
copriferro[mm]	30	Ved,max[kN]	168
		Ved,min[kN]	168
CLASSE CALCESTRUZZO		coeff amplif taglio C	1
fck	25	α	90
γ_c	1.5	θ	21.8
Fc	1.2		
CLASSE ACCIAIO		OUTPUT	
fyk[Mpa]	418	Verifica puntone compresso	
ARMATURA A TAGLIO		C*VEd[kN]	
ϕ_{staffe} [mm]	12	VRcd[kN]	307,76 > 168 VERIFICATA
passo staffe [mm]	150	Verifica a taglio trazione armatura	
n braccia	2	C*VEd[kN]	
γ_c	1.15	VRsd[kN]	215,82 > 168 VERIFICATA
Fc	1.2		

I calcoli, condotti mediante fogli di calcolo internamente implementati su Excel in accordo con la normativa tecnica ed in particolare con il paragrafo 4.1.2.1.3.2, evidenziano il soddisfacimento delle verifiche per il carico di progetto.

Ne consegue che l'intervento potrà riguardare il solo comportamento flessionale.

4.1.2 TRAVE 2

Nell'immagine a lato, a tratteggio, è individuata la trave 2, oggetto di verifica.

Sotto, invece, è riportato l'estratto del foglio di calcolo utilizzato per la determinazione dei carichi elementari (pesi permanenti e accidentali) agenti sulle singole campate della trave ed evidenziati a sfondo rosso.

I valori di calcolo delle azioni interne sono ottenuti considerando i coefficienti $\gamma_{G,1} = \gamma_{G,2} = 1,00$ e $\gamma_Q = 1,50$ in accordo con il paragrafo 8.5.5 delle NT08, avendo determinato i pesi proprio sulla scorta di un accurato rilievo materico.

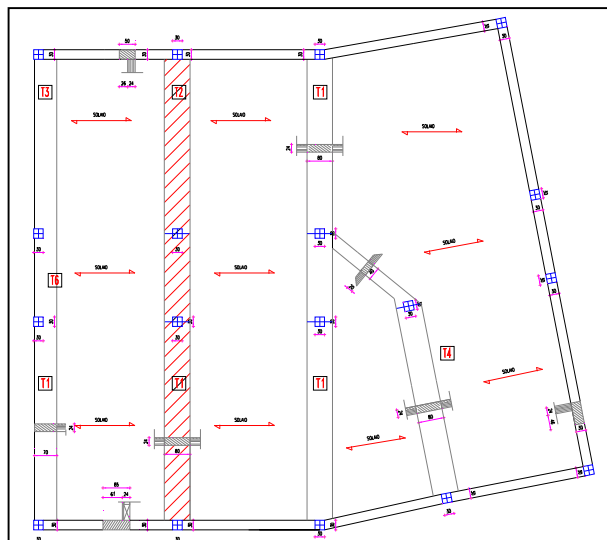


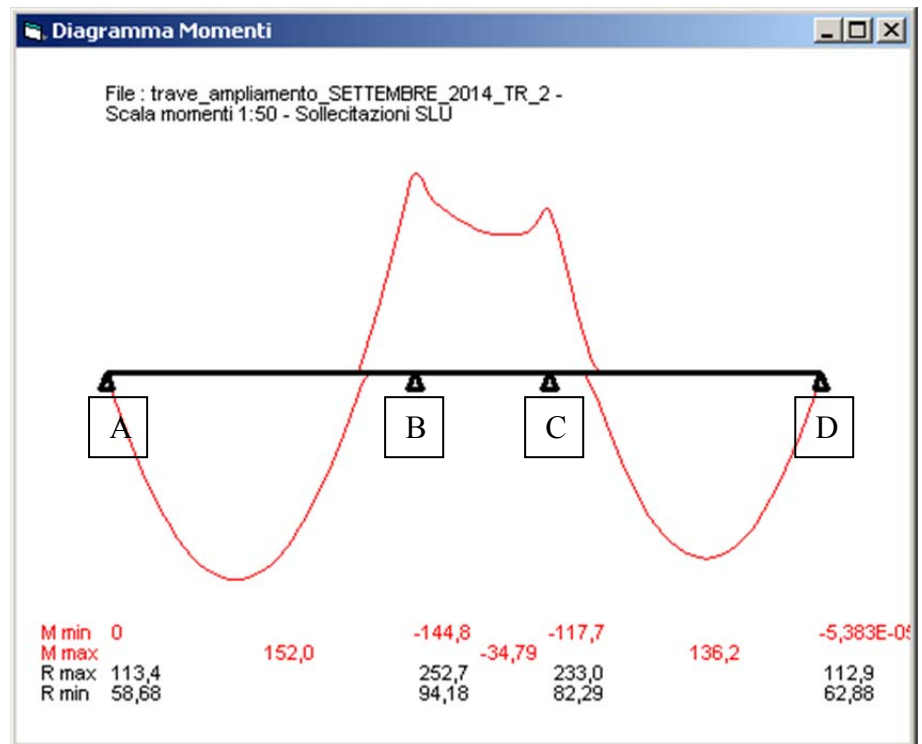
Figura 4 – Individuazione planimetrica Trave 2

Tabella 2 – Trave 2. Carichi agenti

Carichi trave campata 1 L=6,4										
	kN/mq	kN/mq	kN/mq				m		kN/m	kN/m
	Permanenti	Perm. non strutt	Accidentali	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	Luce influenza	Permanenti	Accidentali	
Impalcato lato sx	2,60	1,80	3,00	1,00	1,00	1,00	2,20	9,68	6,60	
Impalcato lato dx	2,60	1,80	3,00	1,00	1,00	1,00	2,25	9,90	6,75	
Tamponamenti diretti	0,00			0,00			0,00	0,00		
Incremento peso trave	Dimensione trave 80x24 - (25,00*0,24-2,6)*0,8							2,72		
								Totali	22,30	13,35
Carichi trave campata 2 L=2,80										
	kN/mq	kN/mq	kN/mq				m		kN/m	kN/m
	Permanenti	Perm. non strutt	Accidentali	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	Luce influenza	Permanenti	Accidentali	
Impalcato lato sx	2,60	1,80	3,00	1,00	1,00	1,00	2,20	9,68	6,60	
Impalcato lato dx	2,60	1,80	3,00	1,00	1,00	1,00	2,25	9,90	6,75	
Tamponamenti diretti	0,00			0,00			0,00	0,00		
Incremento peso trave	Dimensione trave 80x24 - (25,00*0,24-2,6)*0,8							2,72		
								Totali	22,30	13,35
Carichi trave campata 3 L=5,65										
	kN/mq	kN/mq	kN/mq				m		kN/m	kN/m
	Permanenti	Perm. non strutt	Accidentali	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	Luce influenza	Permanenti	Accidentali	
Impalcato lato sx	2,60	2,80	3,00	1,00	1,00	1,00	2,20	11,88	6,60	
Impalcato lato dx	2,60	2,80	3,00	1,00	1,00	1,00	2,25	12,15	6,75	
Tamponamenti diretti	0,00			0,00			0,00	0,00		
Incremento peso trave	Dimensione trave 80x24 - (25,00*0,24-2,6)*0,8							2,72		
								Totali	26,75	13,35

CALCOLO DELLE AZIONI INTERNE DI PROGETTO - (TRAVECON DWG)

Per semplicità di lettura si specifica che l'appoggio A è in corrispondenza del lato di valle, mentre l'appoggio D si ha in corrispondenza del lato di monte.

**CALCOLO DELLE AZIONI RESISTENTI DI PROGETTO - (VCASLU)**

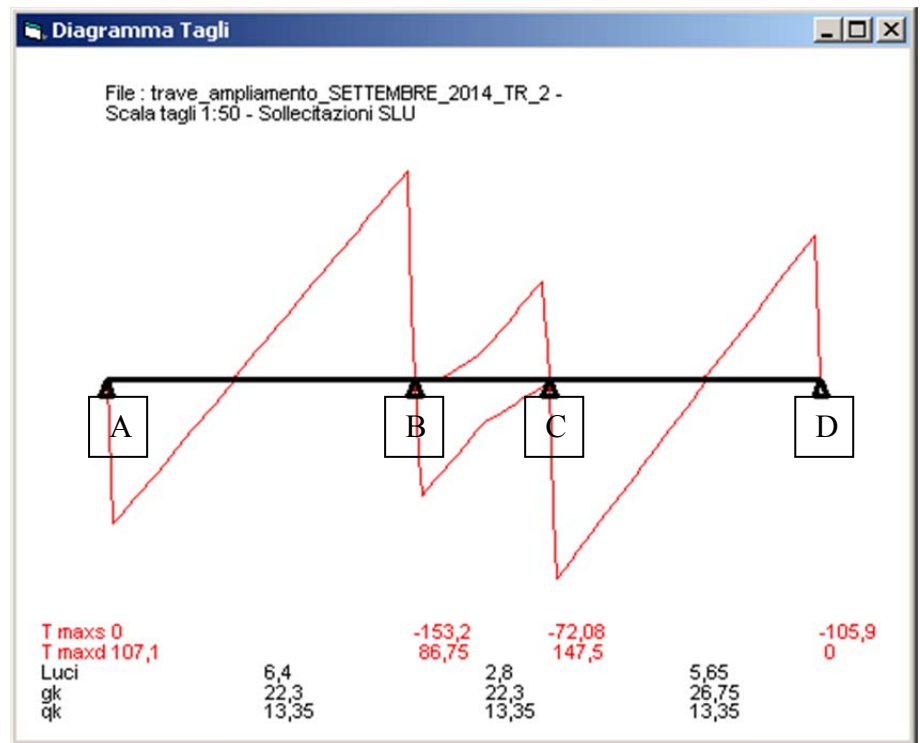
I momenti resistenti sono identiti a quelli calcolati per la trave 1, avendo le due travi identica sezione e armatura.

Analogamente al caso precedente la verifica più gravosa si ha nella campata di monte (campata C-D) in cui:

$$M_{rd} = 108.6 \text{ kNm} < M_{sd} = 136.2 \text{ kNm}$$

CALCOLO DELLE AZIONI INTERNE DI PROGETTO - (TRAVERCON DWG)

Per semplicità di lettura si specifica che l'appoggio A è in corrispondenza del lato di valle, mentre l'appoggio D si ha in corrispondenza del lato di monte.



CALCOLO DELLE AZIONI RESISTENTI DI PROGETTO

Verifica a taglio di travi armate secondo NTC 2008 §4.1.2.1.3.2			
INPUT		AZIONI AGENTI	
GEOMETRIA DELLA TRAVE			
bw[mm]	800	Ned	0
hw[mm]	240	MEd[kNm]	0
copriferro[mm]	30	Ved,max[kN]	153
		Ved,min[kN]	153
CLASSE CALCESTRUZZO		coeff amplif taglio C	1
fck	25	α	90
γ_c	1,5	θ	21,8
Fc	1,2		
CLASSE ACCIAIO		OUTPUT	
fyk[Mpa]	418	Verifica puntone compresso	
ARMATURA A TAGLIO			C*VEd[kN]
ϕ_{staffe} [mm]	12	VRcd[kN]	307,76 > 153 VERIFICATA
passo staffe [mm]	150	Verifica a taglio trazione armatura	
n braccia	2		C*VEd[kN]
γ_c	1,15	VRsd[kN]	215,82 > 153 VERIFICATA
Fc	1,2		

I calcoli, condotti mediante fogli di calcolo internamente implementati su Excel in accordo con la normativa tecnica ed in particolare con il paragrafo 4.1.2.1.3.2, evidenziano il soddisfacimento delle verifiche per il carico di progetto.

Ne consegue che l'intervento potrà riguardare il solo comportamento flessionale.

4.1.3 TRAVE 3

Nell'immagine a lato, a tratteggio, è individuata la trave 3, oggetto di verifica.

Sotto, invece, è riportato l'estratto del foglio di calcolo utilizzato per la determinazione dei carichi elementari (pesi permanenti e accidentali) agenti sulle singole campate della trave ed evidenziati a sfondo rosso.

I valori di calcolo delle azioni interne sono ottenuti considerando i coefficienti $\gamma_{G,1} = \gamma_{G,2} = 1,00$ e $\gamma_Q = 1,50$ in accordo con il paragrafo 8.5.5 delle NT08, avendo determinato i pesi proprio sulla scorta di un accurato rilievo materico.

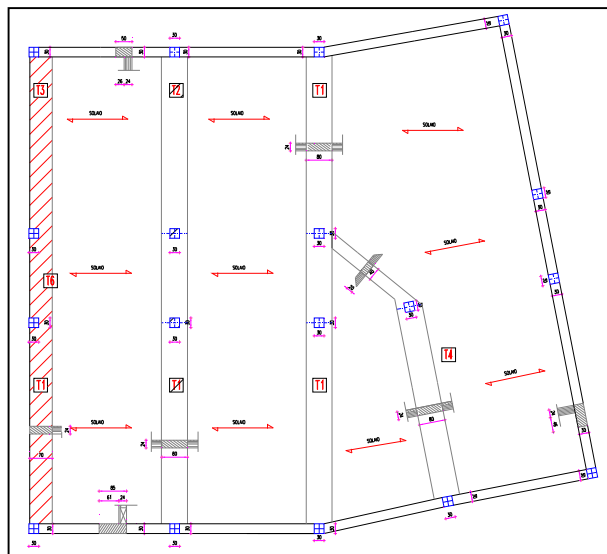


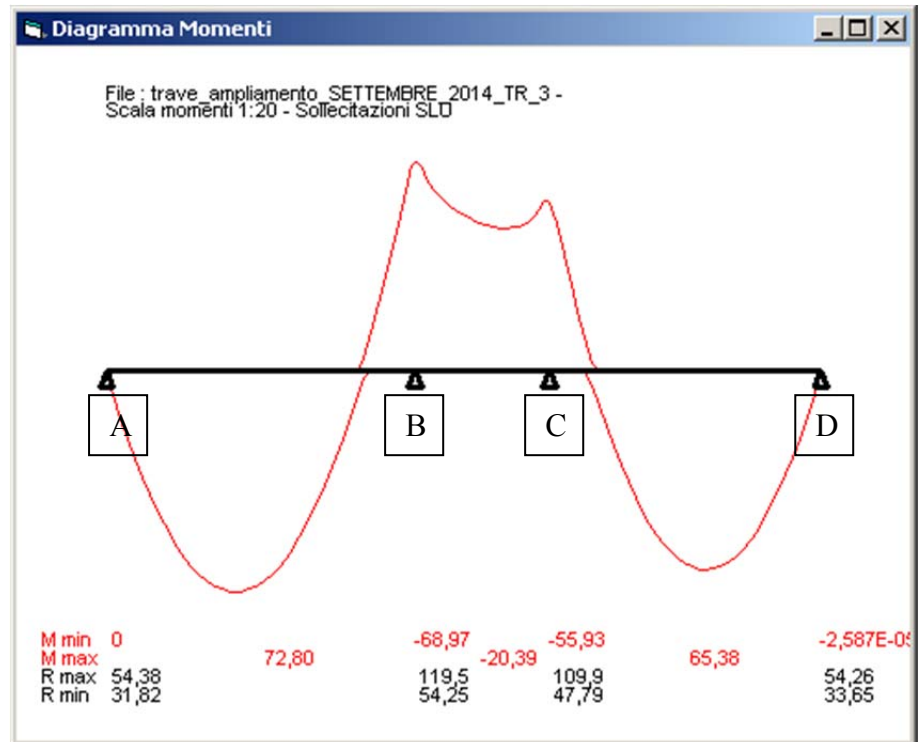
Figura 5 – Individuazione planimetrica Trave 3

Tabella 3 – Trave 3. Carichi agenti

Carichi trave campata 1 L=6,4										
	kN/mq	kN/mq	kN/mq				m		kN/m	kN/m
	Permanenti	Perm. non strutt	Accidentali	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	Luce influenza	Permanenti	Accidentali	
Impalcato lato sx	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Impalcato lato dx	2,60	1,80	2,50	1,00	1,00	1,00	2,20	9,68	5,50	
Tamponamenti diretti	0,00			0,00			0,00	0,00		
Incremento peso trave	Dimensione trave 70x24 - (25,00*0,24-2,6)*0,7								2,38	
								Totale	12,06	5,50
Carichi trave campata 2 L=2,80										
	kN/mq	kN/mq	kN/mq				m		kN/m	kN/m
	Permanenti	Perm. non strutt	Accidentali	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	Luce influenza	Permanenti	Accidentali	
Impalcato lato sx	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Impalcato lato dx	2,60	1,80	2,50	1,00	1,00	1,00	2,20	9,68	5,50	
Tamponamenti diretti	0,00			0,00			0,00	0,00		
Incremento peso trave	Dimensione trave 70x24 - (25,00*0,24-2,6)*0,7								2,38	
								Totale	12,06	5,50
Carichi trave campata 3 L=5,65										
	kN/mq	kN/mq	kN/mq				m		kN/m	kN/m
	Permanenti	Perm. non strutt	Accidentali	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	Luce influenza	Permanenti	Accidentali	
Impalcato lato sx	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Impalcato lato dx	2,60	2,80	2,50	1,00	1,00	1,00	2,20	11,88	5,50	
Tamponamenti diretti	0,00			0,00			0,00	0,00		
Incremento peso trave	Dimensione trave 70x24 - (25,00*0,24-2,6)*0,7								2,38	
								Totale	14,26	5,50

CALCOLO DELLE AZIONI INTERNE DI PROGETTO - (TRAVERCON DWG)

Per semplicità di lettura si specifica che l'appoggio A è in corrispondenza del lato di valle, mentre l'appoggio D si ha in corrispondenza del lato di monte.



CALCOLO DELLE AZIONI RESISTENTI DI PROGETTO - (VCASLU)

Verifica C.A. S.L.U. - File: SEZIONE_TIPLO_TRAVE_3

Titolo: Serramazzoni materna 4 fi 16 + 4 fi 16

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	70	24	1	8,04	3
			2	8,04	21

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: SERRA 2 C25/30

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 413 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 11,81
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 2,065 ‰ C_{c,adm} 9,75
C_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M 63,39 kNm
σ_c -11,81 N/mm²
σ_s 413 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 17 ‰
d 21 cm
x 3,585 x/d 0,1707
δ 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Campata A-B.

Sezione traeverale:

70cm x 24cm

Armatura considerata:

4+4 Φ 16

Mrd: 63,39kNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: SEZIONE_TIPO_TRAVE_3_V2

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Serramazzone materna 4 fi 16 + 3 fi 16

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	70	24	1	8,04	3
			2	6,03	21

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
SERRA 2 C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 413 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 11,81
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 2,065 ‰ C_{c,adm} 9,75
C_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} -63,38 kNm
σ_c -11,81 N/mm²
σ_s 413 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 16,22 ‰
d 21 cm
x 3,728 x/d 0,1775
δ 0,7

Tipo Sezione
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso

Appoggio B e Appoggio C.

Sezione traeverale:

70cm x 24cm

Armatura considerata:

4 Φ 16 sup.+ 3 Φ 16inf.

Mrd: 63,38kNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: SEZIONE_TIPO_TRAVE_3_V2

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Serramazzone materna 3 fi 16 + 3 fi 16

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	70	24	1	6,03	3
			2	6,03	21

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
SERRA 2 C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 413 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 11,81
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 2,065 ‰ C_{c,adm} 9,75
C_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 48,41 kNm
σ_c -11,81 N/mm²
σ_s 413 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 19,16 ‰
d 21 cm
x 3,244 x/d 0,1545
δ 0,7

Tipo Sezione
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso

Campata C-D.

Sezione traeverale:

70cm x 24cm

Armatura considerata:

3+3 Φ 16

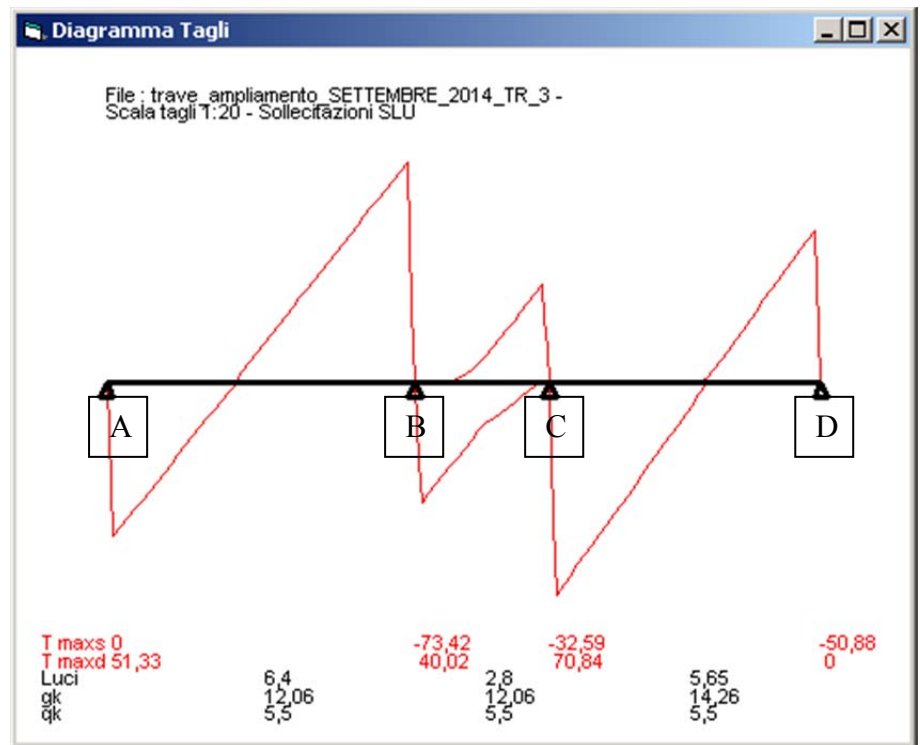
Mrd: 48,41kNm

La verifica flessionale non risulta pertanto soddisfatta essendo i momenti resistenti sistematicamente minori rispetto a quelli sollecitanti (la verifica risulterebbe soddisfatta solo per un carico accidentale caratteristico di 1,00kN/m²). In particolar modo la verifica più penalizzante si ha in corrispondenza della campata di monte (campata C-D) in cui:

$$M_{rd} = 48.41 \text{ kNm} < M_{sd} = 65.38 \text{ kNm}$$

CALCOLO DELLE AZIONI INTERNE DI PROGETTO - (TRAVERCON DWG)

Per semplicità di lettura si specifica che l'appoggio A è in corrispondenza del lato di valle, mentre l'appoggio D si ha in corrispondenza del lato di monte.



CALCOLO DELLE AZIONI RESISTENTI DI PROGETTO

Verifica a taglio di travi armate secondo NTC 2008 §4.1.2.1.3.2			
INPUT		AZIONI AGENTI	
GEOMETRIA DELLA TRAVE			
bw[mm]	700	Ned	0
hw[mm]	240	MEd[kNm]	0
copriferro[mm]	30	Ved,max[kN]	73
		Ved,min[kN]	73
CLASSE CALCESTRUZZO		coeff amplif taglio C	1
fck	25	α	90
γ_c	1,5	θ	21,8
Fc	1,2		
CLASSE ACCIAIO		OUTPUT	
fyk[Mpa]	418	Verifica puntone compresso	
ARMATURA A TAGLIO			C*VEd[kN]
ϕ_{staffe} [mm]	12	VRcd[kN]	269,29 > 73 VERIFICATA
passo staffe [mm]	150	Verifica a taglio trazione armatura	
n braccia	2		C*VEd[kN]
γ_c	1,15	VRsd[kN]	215,82 > 73 VERIFICATA
Fc	1,2		

I calcoli, condotti mediante fogli di calcolo internamente implementati su Excel in accordo con la normativa tecnica ed in particolare con il paragrafo 4.1.2.1.3.2, evidenziano il soddisfacimento delle verifiche per il carico di progetto.

Ne consegue che l'intervento potrà riguardare il solo comportamento flessionale.

4.1.4 TRAVE 4

Nell'immagine a lato, a tratteggio, è individuata la trave 4, oggetto di verifica.

Sotto, invece, è riportato l'estratto del foglio di calcolo utilizzato per la determinazione dei carichi elementari (pesi permanenti e accidentali) agenti sulle singole campate della trave ed evidenziati a sfondo rosso.

I valori di calcolo delle azioni interne sono ottenuti considerando i coefficienti $\gamma_{G,1} = \gamma_{G,2} = 1,00$ e $\gamma_Q = 1,50$ in accordo con il paragrafo 8.5.5 delle NT08, avendo determinato i pesi proprio sulla scorta di un accurato rilievo materico.

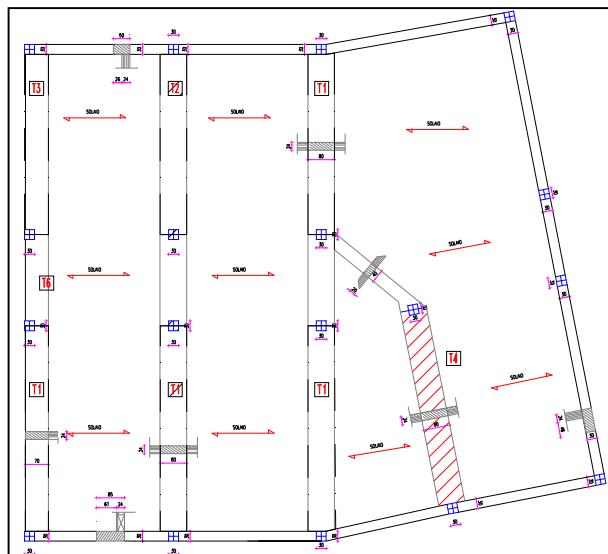


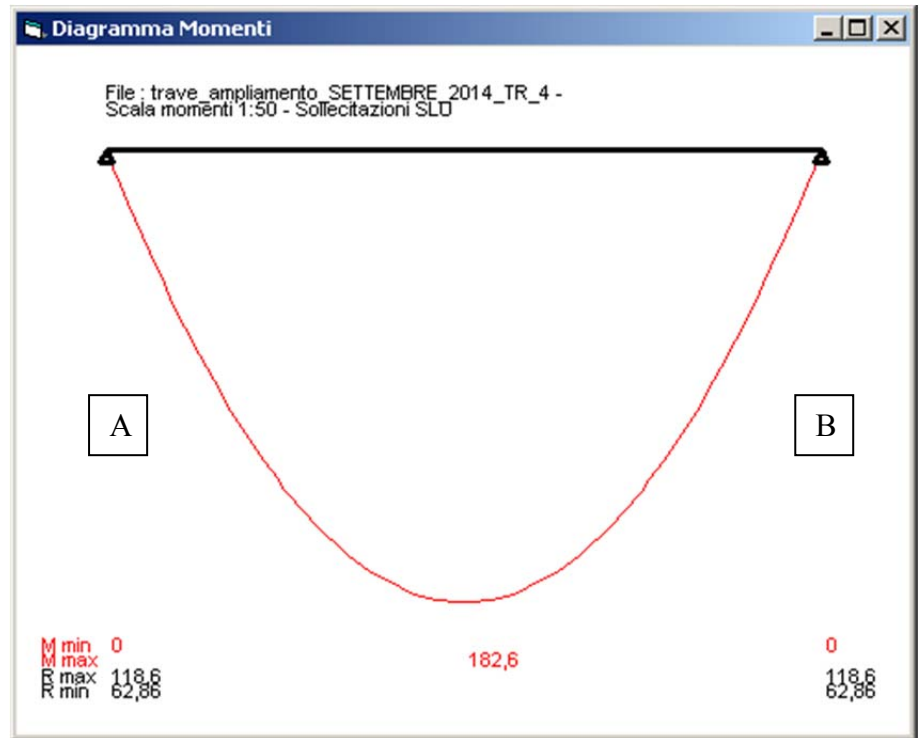
Figura 6 – Individuazione planimetrica Trave 3

Tabella 4 – Trave 4. Carichi agenti

Carichi trave campata L=6,16											
		kN/mq	kN/mq	kN/mq				m	kN/m	kN/m	
		Permanenti	Perm. non strutt	Accidentali	γG1	γG2	γQ	Luce influenza	Permanenti	Accidentali	
Impalcato lato sx		2,60	1,80	3,00	1,00	1,00	1,00	1,75	7,70	5,25	
Impalcato lato dx		2,60	1,80	3,00	1,00	1,00	1,00	2,27	9,99	6,81	
Tamponamenti diretti		0,00			0,00			0,00	0,00		
Incremento peso trave		Dimensione trave 80x24 - (25,00*0,24-2,6)*0,8								2,72	
								Totale	20,41	12,06	

CALCOLO DELLE AZIONI INTERNE DI PROGETTO - (TRAVECON DWG)

Per semplicità di lettura si specifica che l'appoggio A è in corrispondenza del lato di valle, mentre l'appoggio BD si ha in corrispondenza del pilastro interno.

**CALCOLO DELLE AZIONI RESISTENTI DI PROGETTO - (VCASLU)**

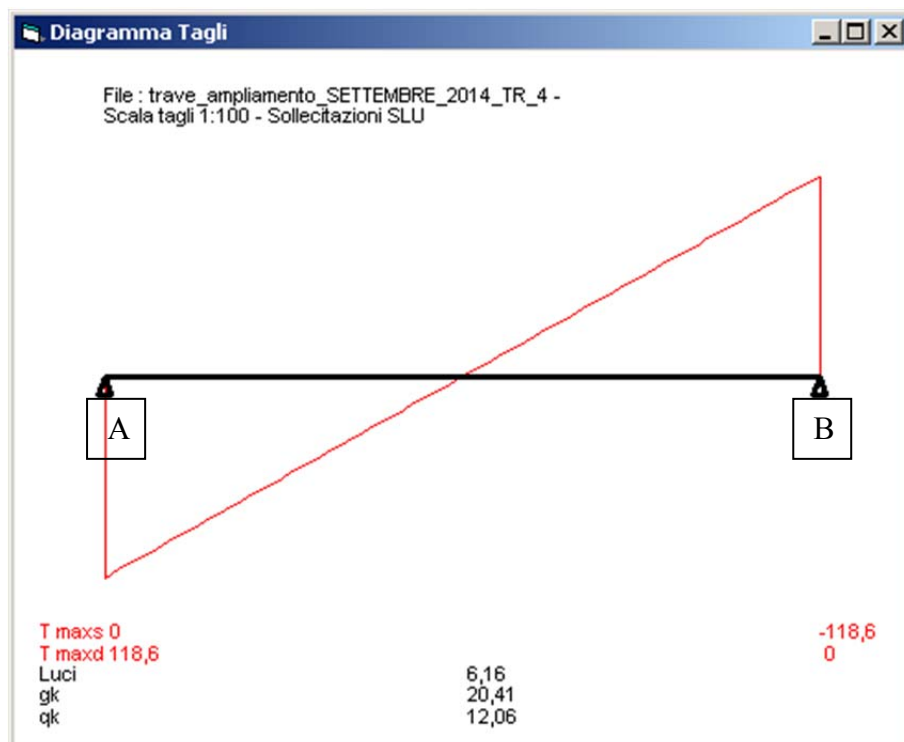
I momenti resistenti sono identici a quelli calcolati per la trave 1 (campata C-D), avendo le due travi identica sezione e armatura.

Analogamente ai casi precedenti la verifica non risulta soddisfatta essendo:

$$M_{rd} = 108,6 \text{ kNm} < M_{sd} = 182,6 \text{ kNm}$$

CALCOLO DELLE AZIONI INTERNE DI PROGETTO - (TRAVECON DWG)

Per semplicità di lettura si specifica che l'appoggio A è in corrispondenza del lato di valle, mentre l'appoggio B si ha in corrispondenza del pilastro interno.



CALCOLO DELLE AZIONI RESISTENTI DI PROGETTO

Verifica a taglio di travi armate secondo NTC 2008 §4.1.2.1.3.2			
INPUT		AZIONI AGENTI	
GEOMETRIA DELLA TRAVE			
bw[mm]	700	Ned	0
hw[mm]	240	MEd[kNm]	0
copriferro[mm]	30	Ved,max[kN]	73
		Ved,min[kN]	73
CLASSE CALCESTRUZZO		coeff amplif taglio C	1
fck	25	α	90
γ_c	1,5	θ	21,8
Fc	1,2		
CLASSE ACCIAIO		OUTPUT	
fyk[Mpa]	418	Verifica puntone compresso	
ARMATURA A TAGLIO		VRcd[kN]	269,29 > 73 VERIFICATA
ϕ_{staffe} [mm]	12		
passo staffe [mm]	150	Verifica a taglio trazione armatura	
n braccia	2		
γ_c	1,15	VRsd[kN]	215,82 > 73 VERIFICATA
Fc	1,2		

I calcoli, condotti mediante fogli di calcolo internamente implementati su Excel in accordo con la normativa tecnica ed in particolare con il paragrafo 4.1.2.1.3.2, evidenziano il soddisfacimento delle verifiche per il carico di progetto.

Ne consegue che l'intervento potrà riguardare il solo comportamento flessionale.

4.2. PROGETTO E VERIFICHE NUMERICHE POST-INTERVENTO

Il progetto di rinforzo prevede applicazione di lamine poltruse in materiale fibrocomposito aventi caratteristiche e proprietà meccaniche descritte nel paragrafo dedicato ai materiali.

Il rinforzo sarà applicato all'intradosso delle campate delle travi 1, 2, 3 e 4 come individuate al paragrafo precedente. In particolar modo (per le sole travi 1, 2, 3) si ammette la plasticizzazione negli appoggi centrali richiedendo che le campate (rinforzate) siano in grado di resistere al momento sollecitante derivante dall'applicazione dei carichi permanenti e accidentali calcolato assumendo come schema statico quello della trave ad una campata precaricata ad una estremità dal momento resistente presente in quella sezione.

Per quanto concerne gli aspetti esecutivi, dopo la rimozione dell'intonaco intradossale si eseguiranno indagini di dettaglio per verificare la consistenza del supporto (calcestruzzo). Il set di indagini previste sono costituite da prove sclerometriche (precedute necessariamente da prove pacometriche per il rilievo delle armature e l'individuazione esatta delle aree di prova) in numero tale da coprire l'estensione di tutto l'intervento. La tavola 1 del progetto individua con esattezza i punti di prova.

Succeivamente si procederà alla semplice pulitura, rettifica e carteggiatura della superficie o, qualora le indagini svolte lo rendano necessario, all'applicazione di malta di ripristino previa rimozione del copriferro ammalorato e applicazione di formulato epossidico passivante.

Poi si applicheranno i rinforzi in lamine poltruse in fibra di carbonio secondo le quantità stabilite dalle verifiche riportate al punto successivo.

Oltre ai normali controlli di accettazione dei materiali sarà cura della direzione lavori definire le prove per la valutazione della corretta esecuzione dei rinforzi. In sede di progetto si suggerisce almeno l'esecuzione di un congruo numero di prove di strappo e una prova di carico.

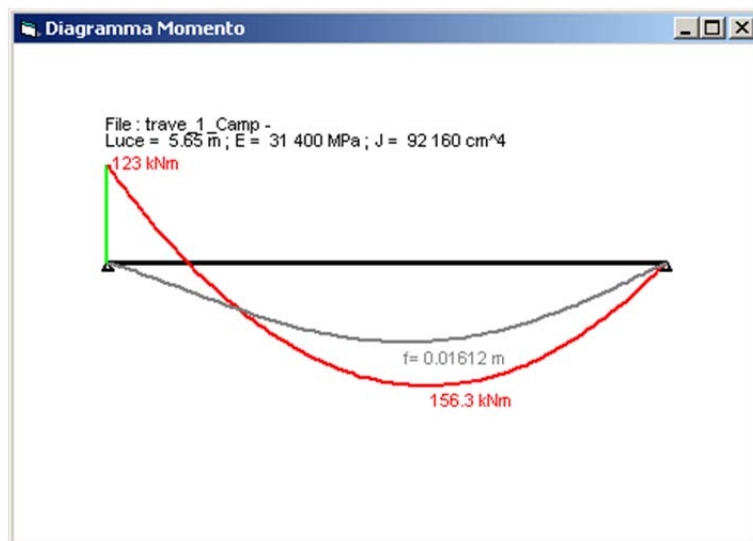
4.2.1 TRAVE 1

I rinforzi in FRP verranno applicati all'intradosso delle campate A-B e C-D.

La sezione maggiormente vincolante ai fini della verifica è la campata C-D.

Il valore del momento agente in campata - calcolato ammettendo un momento di plasticizzazione all'appoggio centrale (appoggio C) pari 123 kNm - è valutabile in:

$$M_{sd} = 156,3 \text{ kNm}$$



Per la quantificazione di lamine necessarie al soddisfacimento delle verifiche si procede valutando in primo luogo lo stato tensionale iniziale della sezione non rinforzata. In particolare si valuta il parametro ϵ_0 (deformazione al lembo teso) assumendo come carichi solo i pesi propri e quelli permanenti.

Nel caso in esame previo calcolo dell'azione agente e di alcuni parametri geometrici si ottiene:

$M_0 = 83 \text{ kNm}$ (momento dovuto al solo peso proprio e permanenti portati);

$y_0 = 7.152 \text{ cm}$ (asse neutro);

$J_0 = 126350 \text{ cm}^4$ (Inerzia sezione omogeneizzata);

$\epsilon_{c0} = (M_0 * y_0) / (E_c * J_0) = 0.0001566$ (deformazione cls compresso);

$\epsilon_0 = \epsilon_{c0} * (H - y_0) / y_0 = 0.0003689$ (deformazione lembo teso).

Procedendo in modo iterativo, si calcola il parametro ϵ_{fd} , deformazione massima nel rinforzo FRP, condotto ai sensi della CNR-DT 200 R1/2012 e, a seguire, il momento resistente della sezione rinforzata sino al soddisfacimento delle verifica, conseguita con **l'applicazione di lamine poltruse di fibre di carbonio aventi:**

$E_f = 165000 \text{ Mpa}$ (modulo di elasticità – valore medio);

$f_{fk} = 3100 \text{ Mpa}$ (resistenza caratteristica a rottura – valore medio)

$\epsilon_{fk} = 1,7\%$ (deformazione caratteristica a rottura valore minimo)

$b = 500\text{mm}$ (larghezza complessiva del rinforzo)

$t_f = 1,20\text{mm}$ (spessore delle lamine)

(corrispondente al prodotto SIKA CARBODUR S1012/160 posato in N. 5 strisce di larghezza 100mm e spessore 1.2 mm)

La **deformazione massima del rinforzo** è data dalla seguente espressione:

$$\epsilon_{fd} = \min (\eta_a \cdot \epsilon_{fk} / \gamma_f ; \epsilon_{fdd}) \quad (\text{espressione 4.14 CNR-DT})$$

In cui η_a (fattore di conversione ambientale) è assunto pari a 0.85 e γ_f (coefficiente parziale di sicurezza assunto pari a 1,10). Il parametro ϵ_{fdd} (deformazione massima per distacco intermedio che generalmente governa l'espressione 4.14), è dato dalla:

$$\epsilon_{fdd} = f_{fdd,2} / E_f > \epsilon_{sy} - \epsilon_0. \quad (\text{espressione 4.7 CNR-DT})$$

In cui ε_{sy} (deformazione di calcolo dell'armatura preesistente a snervamento ottenuta dalla corrispondente deformazione media divisa per il FC) e ε_0 (deformazione al lembo teso) come precedentemente calcolata.

$f_{fdd,2}$ rappresenta la tensione massima nel composito fibrorinforzato che può essere valutata con la seguente espressione:

$$f_{fdd,2} = k_q / \gamma_{f,d} \times [(E_f / t_f) \times (2 k_b k_{G,2} / FC) \times (f_{cm} \times f_{ctm})^{1/2}]^{1/2} \quad (\text{espressione 4.6 CNR-DT})$$

In cui:

- k_q : coefficiente che tiene conto della condizione di carico (assunto qui pari a 1,25 essendo il carico distribuito);
- $\gamma_{f,d}$ coefficiente parziale del fibrorinforzato per distacco qui posto 1,20;
- k_b : coefficiente correttivo di tipo geometrico funzione di della larghezza delle fibre e della sezione (b_f/b), qui pari a 1;
- $k_{G,2}$: coefficiente correttivo calibrato sulla base dei risultati di prove sperimentali da assumersi pari a 0,10
- FC: fattore di confidenza posto pari a 1.20
- $E_f, t_f, f_{cm}, f_{ctm}$ proprietà meccaniche dei materiali secondo i consolidati significati riportati nella letteratura tecnica;

Applicando le formule sopra descritte si ottiene:

$$f_{fdd,2} = k_q / \gamma_{f,d} \times [(E_f / t_f) \times (2 k_b k_{G,2} / FC) \times (f_{cm} \times f_{ctm})^{1/2}]^{1/2} = 397,07 \text{ Mpa}$$

e

$$\varepsilon_{fd} = \varepsilon_{fdd} = 0.002674$$

Il **momento resistente in condizioni di progetto** è dato dalla seguente relazione:

$$M_{Rd} = 1 / \gamma_{r,d} [\Psi b x f_{cd} \times (d - \lambda x) + (A_{s2} \sigma_{s2} (d - d_2) + (A_f \sigma_f d_l))] \quad (\text{espressione 4.16 CNR-DT})$$

determinato a partire dall'equazione di equilibrio alla rotazione intorno all'asse passante per il baricentro delle armature tese.

Tutti i simboli indicati nell'espressione 4.16 assumono i significati consolidati riportati nella letteratura tecnica, mentre $\gamma_{r,d}$ può essere assunto pari ad 1,00.

Verificando anche che la rottura avviene nel campo 1 ovvero per raggiungimento della massima trazione nel fibrocomposito e non per il raggiungimento della massima compressione nel calcestruzzo si ottiene:

$$M_{Rd} = 159,61 \text{ kNm}$$

Si allega estratto del foglio di calcolo implementato su excel

$\epsilon_0 =$	0.0003689		deformazione lembo teso per carichi pre-agenti					
$\epsilon_{fd} =$	0.002674		massimo allungamento per crisi laminazione					
$h =$	24	cm	altezza trave					
$b =$	80	cm	base trave					
$f_{cd} =$	117.9	kg/cm ²	resistenza calcestruzzo					
$A_{s1} =$	14.07	cm ²	area barre inferiori					
$A_{s2} =$	14.07	cm ²	area barre superiori					
$A_f =$	6	cm ²	area fibre			$d =$	21	cm
$E_f =$	1650000	kg/cm ²	modulo elastico fibre			$d1 =$	3	cm
$f_{yd} =$	4130	kg/cm ²	resistenza acciaio			$d2 =$	3	cm
$E_s =$	2100000	kg/cm ²	modulo elastico acciaio			$\psi =$	0.8	
$x =$	7.737	cm	valore da inserire per tentativi			$\lambda =$	0.4	
$\epsilon_c =$	0.001447637		cls lembo compresso					
$\epsilon_{s2} =$	0.00088632		acciaio compresso					
$\epsilon_{s1} =$	0.002481583		acciaio teso					
$M_u =$	1596114.464	kgcm						
	159.6114464	kN m	>	$M_{sd} =$	156.3	kNm		

Figura 7 estratto foglio di calcolo del Momento resistente della sezione rinforzata

4.2.2 TRAVE 2

L'intervento prevede l'applicazione di lamine pultruse poste in opere identicamente al caso precedente. Le verifica più penalizzante è quella della trave 1 pertanto è omessa la verifica di questa trave

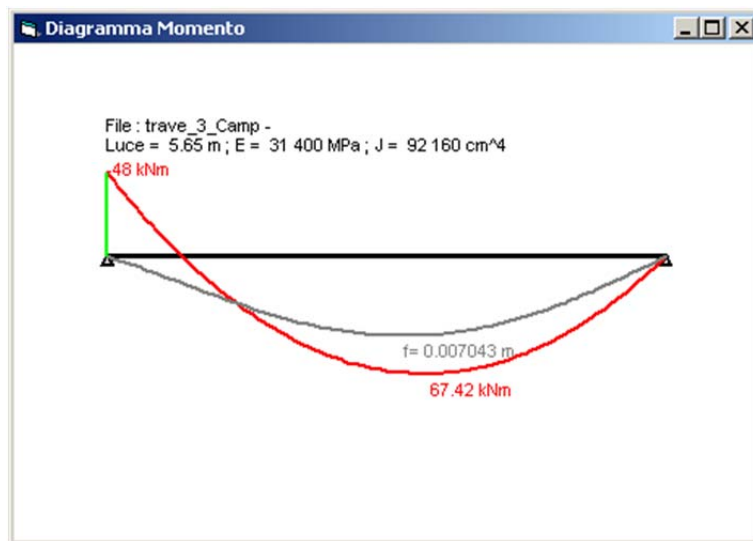
4.2.3 TRAVE 3

I rinforzi in FRP verranno applicati all'intradosso delle campate A-B e C-D.

La sezione maggiormente vincolante ai fini della verifica è la campata C-D.

Il valore del momento agente in campata - calcolato ammettendo un momento di plasticizzazione all'appoggio centrale (appoggio C) pari 48 kNm - è valutabile in:

$$M_{sd} = 67.42 \text{ kNm}$$



Per la quantificazione di lamine necessarie al soddisfacimento delle verifiche si procede valutando in primo luogo lo stato tensionale iniziale della sezione non rinforzata. In particolare si valuta il parametro ϵ_0 (deformazione al lembo teso) assumendo come carichi solo i pesi propri e quelli permanenti.

Nel caso in esame previo calcolo dell'azione agente e di alcuni parametri geometrici si ottiene:

$M_0 = 35.43 \text{ kNm}$ (momento dovuto al solo peso proprio e permanenti portati);

$y_0 = 5.704 \text{ cm}$ (asse neutro);

$J_0 = 95293 \text{ cm}^4$ (Inerzia sezione omogeneizzata);

$\epsilon_{c0} = (M_0 * y_0) / (E_c * J_0) = 0.0000698$ (deformazione cls compresso);

$\epsilon_0 = \epsilon_{c0} * (H - y_0) / y_0 = 0.0002239$ (deformazione lembo teso).

Procedendo in modo iterativo, si calcola il parametro ϵ_{fd} , deformazione massima nel rinforzo FRP, condotto ai sensi della CNR-DT 200 R1/2012 e, a seguire, il momento resistente della sezione rinforzata sino al soddisfacimento delle verifica, conseguita con **l'applicazione di lamine pultruse di fibre di carbonio aventi:**

$E_f = 165000 \text{ Mpa}$ (modulo di elasticità – valore medio);

$f_{fk} = 3100 \text{ Mpa}$ (resistenza caratteristica a rottura – valore medio)

$\epsilon_{fk} = 1,7\%$ (deformazione caratteristica a rottura valore minimo)

$b = 300\text{mm}$ (larghezza complessiva del rinforzo)

$t_f = 1,20\text{mm}$ (spessore delle lamine)

(corrispondente al prodotto SIKA CARBODUR S1012/160 posato in N. 3 strisce di larghezza 100mm e spessore 1.2 mm)

La **deformazione massima del rinforzo** è data dalla seguente espressione:

$$\epsilon_{fd} = \min (\eta_a \cdot \epsilon_{fk} / \gamma_f ; \epsilon_{fdd}) \quad (\text{espressione 4.14 CNR-DT})$$

In cui η_a (fattore di conversione ambientale) è assunto pari a 0.85 e γ_f (coefficiente parziale di sicurezza assunto pari a 1,10). Il parametro ϵ_{fdd} (deformazione massima per distacco intermedio che generalmente governa l'espressione 4.14), è dato dalla:

$$\epsilon_{fdd} = f_{fdd,2} / E_f > \epsilon_{sy} - \epsilon_0. \quad (\text{espressione 4.7 CNR-DT})$$

In cui ε_{sy} (deformazione di calcolo dell'armatura preesistente a snervamento ottenuta dalla corrispondente deformazione media divisa per il FC) e ε_0 (deformazione al lembo teso) come precedentemente calcolata.

$f_{fdd,2}$ rappresenta la tensione massima nel composito fibrorinforzato che può essere valutata con la seguente espressione:

$$f_{fdd,2} = k_q / \gamma_{f,d} \times [(E_f / t_f) \times (2 k_b k_{G,2} / FC) \times (f_{cm} \times f_{ctm})^{1/2}]^{1/2} \quad (\text{espressione 4.6 CNR-DT})$$

In cui:

- k_q : coefficiente che tiene conto della condizione di carico (assunto qui pari a 1,25 essendo il carico distribuito);
- $\gamma_{f,d}$ coefficiente parziale del fibrorinforzato per distacco qui posto 1,20;
- k_b : coefficiente correttivo di tipo geometrico funzione di della larghezza delle fibre e della sezione (b_f/b), qui pari a 1;
- $k_{G,2}$: coefficiente correttivo calibrato sulla base dei risultati di prove sperimentali da assumersi pari a 0,10
- FC: fattore di confidenza posto pari a 1.20
- $E_f, t_f, f_{cm}, f_{ctm}$ proprietà meccaniche dei materiali secondo i consolidati significati riportati nella letteratura tecnica;

Applicando le formule sopra descritte si ottiene:

$$f_{fdd,2} = k_q / \gamma_{f,d} \times [(E_f / t_f) \times (2 k_b k_{G,2} / FC) \times (f_{cm} \times f_{ctm})^{1/2}]^{1/2} = 397,07 \text{ Mpa}$$

e

$$\varepsilon_{fd} = \varepsilon_{fdd} = 0.002674$$

Il **momento resistente in condizioni di progetto** è dato dalla seguente relazione:

$$M_{Rd} = 1 / \gamma_{r,d} [\Psi b x f_{cd} \times (d - \lambda x) + (A_{s2} \sigma_{s2} (d - d_2) + (A_f \sigma_f d_l))] \quad (\text{espressione 4.16 CNR-DT})$$

determinato a partire dall'equazione di equilibrio alla rotazione intorno all'asse passante per il baricentro delle armature tese.

Tutti i simboli indicati nell'espressione 4.16 assumono i significati consolidati riportati nella letteratura tecnica, mentre $\gamma_{r,d}$ può essere assunto pari ad 1,00.

Verificando anche che la rottura avviene nel campo 1 ovvero per raggiungimento della massima trazione nel fibrocomposito e non per il raggiungimento della massima compressione nel calcestruzzo si ottiene:

$$M_{Rd} = 82,01 \text{ kNm}$$

Si allega estratto del foglio di calcolo implementato su excel

$\epsilon_0 =$	0.0002239		deformazione lembo teso per carichi pre-agenti						
$\epsilon_{fd} =$	0.002674		massimo allungamento per crisi laminazione						
$h =$	24 cm		altezza trave						
$b =$	80 cm		base trave						
$f_{cd} =$	117.9 kg/cm ²		resistenza calcestruzzo						
$A_{s1} =$	6.03 cm ²		area barre inferiori						
$A_{s2} =$	6.03 cm ²		area barre superiori						
$A_f =$	3.6 cm ²		area fibre		$d =$	21 cm			
$E_f =$	1650000 Kg/cm ²		modulo elastico fibre		$d_1 =$	3 cm			
$f_{yd} =$	4130 kg/cm ²		resistenza acciaio		$d_2 =$	3 cm			
$E_s =$	2100000 Kg/cm ²		modulo elastico acciaio		$\psi =$	0.8			
$x =$	4.917 cm		valore da inserire per tentativi		$\lambda =$	0.4			
$\epsilon_c =$	0.000746684		cls lembo compresso						
$\epsilon_{s2} =$	0.000291111		acciaio compresso						
$\epsilon_{s1} =$	0.002442327		acciaio teso						
$M_u =$	820169.1773 kgcm								
	82.01691773 kN m	>	$M_{sd} =$	67.42 kNm					

Figura 8 estratto foglio di calcolo del Momento resistente della sezione rinforzata

4.2.4 TRAVE 3

I rinforzi in FRP verranno applicati all'intradosso dell'unica campata, ove - come evidenziato al paragrafo 1.4.4 - il valore del momento agente è pari a:

$$M_{sd} = 182 \text{ kNm}$$

Per la quantificazione di lamine necessarie al soddisfacimento delle verifiche si procede valutando in primo luogo lo stato tensionale iniziale della sezione non rinforzata. In particolare si valuta il parametro ε_0 (deformazione al lembo teso) assumendo come carichi solo i pesi propri e quelli permanenti.

Nel caso in esame previo calcolo dell'azione agente e di alcuni parametri geometrici si ottiene:

$M_0 = 96.00 \text{ kNm}$ (momento dovuto al solo peso proprio e permanenti portati);

$y_0 = 7.152 \text{ cm}$ (asse neutro);

$J_0 = 126350 \text{ cm}^4$ (Inerzia sezione omogeneizzata);

$\varepsilon_{c0} = (M_0 * y_0) / (E_c * J_0) = 0.0001811$ (deformazione cls compresso);

$\varepsilon_0 = \varepsilon_{c0} * (H - y_0) / y_0 = 0.0004266$ (deformazione lembo teso).

Procedendo in modo iterativo, si calcola il parametro ε_{fd} , deformazione massima nel rinforzo FRP, condotto ai sensi della CNR-DT 200 R1/2012 e, a seguire, il momento resistente della sezione rinforzata sino al soddisfacimento delle verifiche, conseguita con **l'applicazione di lamine pultruse di fibre di carbonio aventi:**

$E_f = 165000 \text{ Mpa}$ (modulo di elasticità – valore medio);

$f_{fk} = 3100 \text{ Mpa}$ (resistenza caratteristica a rottura – valore medio)

$\varepsilon_{fk} = 1,7\%$ Mpa (deformazione caratteristica a rottura valore minimo)

$b = 750 \text{ mm}$ (larghezza complessiva del rinforzo)

$t_f = 1,20 \text{ mm}$ (spessore delle lamine)

(corrispondente al prodotto SIKA CARBODUR S1512/240 posato in N. 5 strisce di larghezza 150mm e spessore 1.2 mm)

La **deformazione massima del rinforzo** è data dalla seguente espressione:

$$\varepsilon_{fd} = \min (\eta_a \cdot \varepsilon_{fk} / \gamma_f ; \varepsilon_{fdd}) \quad (\text{espressione 4.14 CNR-DT})$$

In cui η_a (fattore di conversione ambientale) è assunto pari a 0,85 e γ_f (coefficiente parziale di sicurezza assunto pari a 1,10). Il parametro ε_{fdd} (deformazione massima per distacco intermedio che generalmente governa l'espressione 4.14), è dato dalla:

$$\varepsilon_{fdd} = f_{fdd,2} / E_f > \varepsilon_{sy} - \varepsilon_0. \quad (\text{espressione 4.7 CNR-DT})$$

In cui ε_{sy} (deformazione di calcolo dell'armatura preesistente a snervamento ottenuta dalla corrispondente deformazione media divisa per il FC) e ε_0 (deformazione al lembo teso) come precedentemente calcolata.

$f_{fdd,2}$ rappresenta la tensione massima nel composito fibrorinforzato che può essere valutata con la seguente espressione:

$$f_{fdd,2} = k_q / \gamma_{f,d} \times [(E_f / t_f) \times (2 k_b k_{G,2} / FC) \times (f_{cm} \times f_{ctm})^{1/2}]^{1/2} \quad (\text{espressione 4.6 CNR-DT})$$

In cui:

- k_q : coefficiente che tiene conto della condizione di carico (assunto qui pari a 1,25 essendo il carico distribuito);
 $\gamma_{f,d}$ coefficiente parziale del fibrorinforzato per distacco qui posto 1,20;
 k_b : coefficiente correttivo di tipo geometrico funzione di della larghezza delle fibre e della sezione (b_f/b), qui pari a 1;
 $k_{G,2}$: coefficiente correttivo calibrato sulla base dei risultati di prove sperimentali da assumersi pari a 0,10
FC: fattore di confidenza posto pari a 1.20
 $E_f, t_f, f_{cm}, f_{ctm}$ proprietà meccaniche dei materiali secondo i consolidati significati riportati nella letteratura tecnica;

Applicando le formule sopra descritte si ottiene:

$$f_{fd,2} = k_q / \gamma_{f,d} \times [(E_f / t_f) \times (2 k_b k_{G,2} / FC) \times (f_{cm} \times f_{ctm})^{1/2}]^{1/2} = 397,07 \text{ Mpa}$$

e

$$\varepsilon_{fd} = \varepsilon_{fdd} = 0.002674$$

Il **momento resistente in condizioni di progetto** è dato dalla seguente relazione:

$$M_{Rd} = 1 / \gamma_{r,d} [\Psi b x f_{cd} x (d - \lambda x) + (A_{s2} \sigma_{s2} (d - d_2) + (A_f \sigma_f d_1)]$$

(espressione 4.16 CNR-DT)

determinato a partire dall'equazione di equilibrio alla rotazione intorno all'asse passante per il baricentro delle armature tese.

Tutti i simboli indicati nell'espressione 4.16 assumono i significati consolidati riportati nella letteratura tecnica, mentre $\gamma_{r,d}$ può essere assunto pari ad 1,00.

Verificatio anche che la rottura avviene nel campo 1 ovvero per raggiungimento della massima trazione nel fibrocomposito e non per il raggiungimento della massima compressione nel calcestruzzo si ottiene:

$$M_{Rd} = 185,20 \text{ kNm}$$

Si allega estratto del foglio di calcolo implementato su excel

$\epsilon_0 =$	0.0004266		deformazione lembo teso per carichi pre-agenti					
$\epsilon_{fd} =$	0.002674		massimo allungamento per crisi laminazione					
$h =$	24 cm		altezza trave					
$b =$	80 cm		base trave					
$f_{cd} =$	117.9 kg/cm ²		resistenza calcestruzzo					
$A_{s1} =$	14.07 cm ²		area barre inferiori					
$A_{s2} =$	14.07 cm ²		area barre superiori					
$A_f =$	9 cm ²		area fibre		$d =$	21 cm		
$E_f =$	1650000 Kg/cm ²		modulo elastico fibre		$d_1 =$	3 cm		
$f_{yd} =$	4130 kg/cm ²		resistenza acciaio		$d_2 =$	3 cm		
$E_s =$	2100000 Kg/cm ²		modulo elastico acciaio		$\psi =$	0.8		
$x =$	8.575 cm		valore da inserire per tentativi		$\lambda =$	0.4		
$\epsilon_c =$	0.001723672		cls lembo compresso					
$\epsilon_{s2} =$	0.001120638		acciaio compresso					
$\epsilon_{s1} =$	0.002497566		acciaio teso					
$M_u =$	1851974.517 kgcm							
	185.1974517 kN m	>	$M_{sd} =$	182 kNm				

Figura 9 estratto foglio di calcolo del Momento resistente della sezione rinforzata

5. PIANO DI MANUTENZIONE DELL'OPERA

Il piano di manutenzione delle strutture è il documento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma tenendo conto degli elaborati progettuali esecutivi dell'intera opera l'attività di manutenzione, al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità l'efficienza ed il valore economico.

I manuali d'uso e di manutenzione rappresentano gli strumenti con cui l'utente si rapporta con l'immobile: direttamente utilizzandolo evitando comportamenti anomali che possano danneggiarne o comprometterne la durabilità e le caratteristiche; attraverso i manutentori che utilizzeranno così metodologie più confacenti ad una gestione che coniughi economicità e durabilità del bene.

A tal fine, i manuali definiscono le procedure di raccolta e di registrazione dell'informazione nonché le azioni necessarie per impostare il piano di manutenzione e per organizzare in modo efficiente, sia sul piano tecnico che su quello economico, il servizio di manutenzione.

Il manuale d'uso mette a punto una metodica di ispezione dei manufatti che individua sulla base dei requisiti fissati dal progettista in fase di redazione del progetto, la serie di guasti che possono influenzare la durabilità del bene e per i quali, un intervento manutentivo potrebbe rappresentare allungamento della vita utile e mantenimento del valore patrimoniale. Il manuale di manutenzione invece rappresenta lo strumento con cui l'esperto si rapporta con il bene in fase di gestione di un contratto di manutenzione programmata.

Il programma infine è lo strumento con cui, chi ha il compito di gestire il bene, riesce a programmare le attività in riferimento alla previsione del complesso di interventi inerenti la manutenzione di cui si presumono la frequenza, gli indici di costo orientativi e le strategie di attuazione nel medio e nel lungo periodo.

Il piano di manutenzione è organizzato nei tre strumenti individuati dall'art. 40 del regolamento LLPP ovvero:

- a) il manuale d'uso;
- b) il manuale di manutenzione;
- c) il programma di manutenzione:
 - c1) il sottoprogramma delle prestazioni, che prende in considerazione, per classe di requisito, le prestazioni fornite dal bene e dalle sue parti nel corso del suo ciclo di vita;
 - c2) il sottoprogramma dei controlli, che definisce il programma delle verifiche e dei controlli al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti della vita del bene, individuando la dinamica della caduta delle prestazioni aventi come estremi il valore di collaudo e quello minimo di norma;
 - c3) il sottoprogramma degli interventi di manutenzione, che riporta in ordine temporale i differenti interventi di manutenzione, al fine di fornire le informazioni per una corretta conservazione del bene.

Tali strumenti devono consentire di raggiungere, in accordo con quanto previsti dalla norma “ UNI 10874 Criteri di stesura dei manuali d'uso e di manutenzione” almeno i seguenti obiettivi, raggruppati in base alla loro natura:

1. Obiettivi tecnico – funzionali:

- ✧ istituire un sistema di raccolta delle "informazioni di base" e di aggiornamento con le "informazioni di ritorno" a seguito degli interventi, che consenta, attraverso l'implementazione e il costante aggiornamento del "sistema informativo", di conoscere e mantenere correttamente l'immobile e le sue parti;
 - ✧ consentire l'individuazione delle strategie di manutenzione più adeguate in relazione alle caratteristiche del bene immobile ed alla più generale politica di gestione del patrimonio immobiliare;
 - ✧ istruire gli operatori tecnici sugli interventi di ispezione e manutenzione da eseguire, favorendo la corretta ed efficiente esecuzione degli interventi;
 - ✧ istruire gli utenti sul corretto uso dell'immobile e delle sue parti, su eventuali interventi di piccola manutenzione che possono eseguire direttamente; sulla corretta interpretazione degli indicatori di uno stato di guasto o di malfunzionamento e sulle procedure per la sua segnalazione alle competenti strutture di manutenzione;
 - ✧ definire le istruzioni e le procedure per controllare la qualità del servizio di manutenzione.
2. Obiettivi economici:
- ✧ ottimizzare l'utilizzo del bene immobile e prolungarne il ciclo di vita con l'effettuazione d'interventi manutentivi mirati;
 - ✧ conseguire il risparmio di gestione sia con il contenimento dei consumi energetici o di altra natura, sia con la riduzione dei guasti e del tempo di non utilizzazione del bene immobile;
 - ✧ consentire la pianificazione e l'organizzazione più efficiente ed economica del servizio di manutenzione.

Il presente “Piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera” è redatto ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 art. 10.1.

PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE (art. 10.1 DM 14/01/2008)

- ✧ Committente dei Lavori: Comune di SERRAMAZZONI (MO)
- ✧ Ubicazione opere: SCUOLA MATERNA DEL CAPOLUOGO di SERRAMAZZONI (MO)
- ✧ Descrizione interventi: Consolidamento statico alcune travi in c.a. dell'impalcato di calpestio del piano primo
- ✧ Progettazione delle Strutture e direzione lavori delle strutture: ingg. Emanuel Perani, Massimo Pilati.

Al termine dei lavori le opere verranno consegnate al Committente dei Lavori. Restano a carico del Committente le attività di ispezione, gestione e manutenzione delle opere realizzate, rimanendo altresì a carico dell'appaltatore la garanzia per le difformità e i vizi dell'opera.

Unità strutturali

Strutture in elevazione Travi in c.a.

MANUALE D'USO

Travi in ca consolidate con FRP

Descrizione

Elementi strutturali in conglomerato cementizio armato a sviluppo lineare orizzontale o sub-orizzontale.

Funzione

Sostegno delle murature di tamponamento e dei solai.

Modalità d'uso corretto

Le travi in c.a. sono concepite per resistere ai carichi di progetto trasmessi dai solai e dai tamponamenti. Non ne deve essere compromessa l'integrità e la funzionalità. Controllo periodico del grado di usura con contestuale rilievo di eventuali anomalie.

MANUALE DI MANUTENZIONE

Travi in c.a. consolidate con FRP

Livello minimo di prestazioni

Le travi in c.a. devono garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

Anomalie riscontrabili

- ⤴ Distacchi
- ⤴ Lesioni
- ⤴ Cavillature
- ⤴ Comparsa di macchie di umidità

Controlli

- ⤴ Periodicità: annuale
- ⤴ Esecutore: personale tecnico specializzato
- ⤴ Forma di controllo: visivo, integrato da eventuali prove non distruttive

Interventi manutentivi

Esecutore: personale tecnico specializzato

PROGRAMMA DI MANUTENZIONE

Programma delle prestazioni

Le strutture in elevazione dovranno garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

Le strutture orizzontali dovranno garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

Programma dei controlli

L'esito di ogni ispezione deve formare oggetto di uno specifico rapporto da conservare insieme alla relativa documentazione tecnica. A conclusione di ogni ispezione, inoltre, il tecnico incaricato deve,

se necessario, indicare gli eventuali interventi a carattere manutentorio da eseguire ed esprimere un giudizio riassuntivo sullo stato d'opera.

Strutture in elevazione **Travi in c.a. consolidate con FRP**

Controlli

1. Periodicità: annuale. In caso di eventi eccezionali procedere al controllo
2. Esecutore: personale tecnico specializzato
3. Forma di controllo: visivo, integrato da eventuali prove non distruttive
4. Risorse: necessità di strumentazione tecnica a richiesta dell'Esecutore