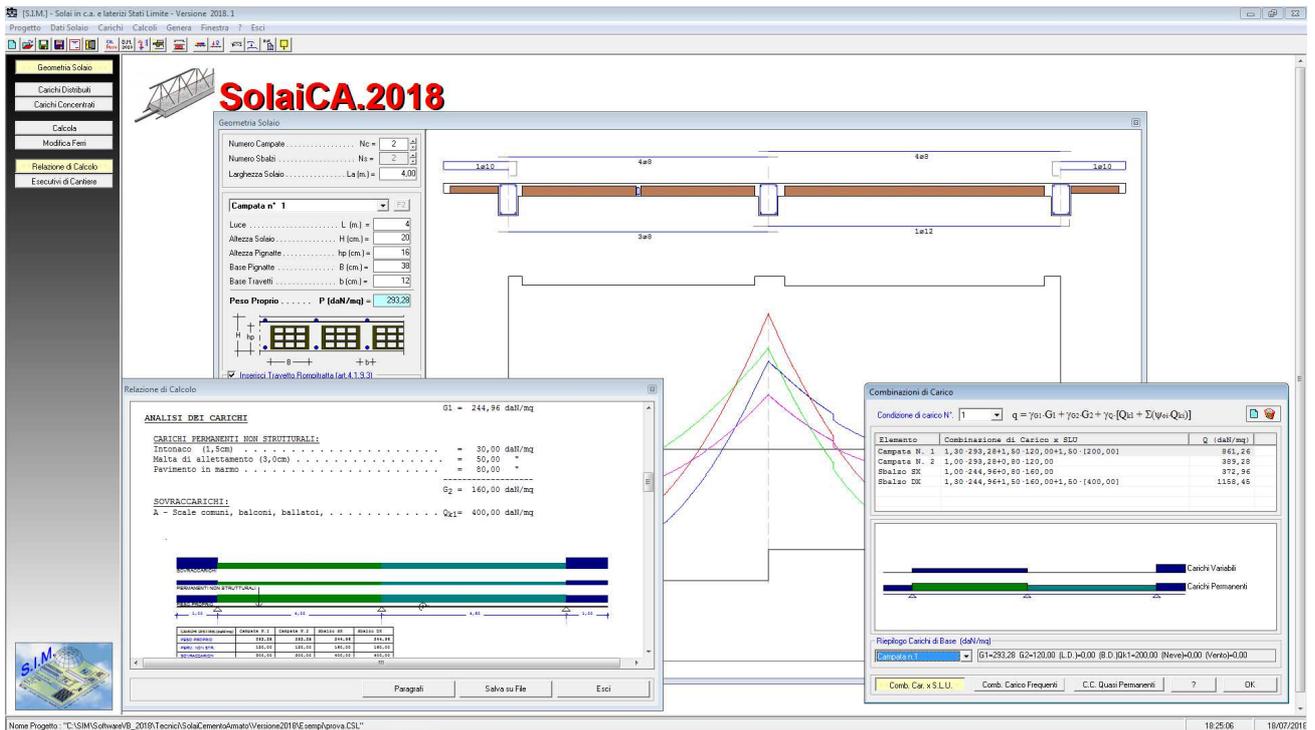


**“Software di Calcolo dei Solai in Cemento Armato  
 con il metodo di verifica della sicurezza agli Stati Limite”**



# Manuale D'Uso

## INDICE

1. Introduzione .....	4
2. Metodo di Calcolo .....	5
3. Calcolo caratteristiche sollecitazioni .....	6
4. Calcolo armature .....	7
5. Installazione Programma .....	8
6. Menu di Avvio .....	9
6.1. Descrizione Comandi .....	10
6.2. Progetto .....	11
6.2.1. Nuovo .....	11
6.2.2. Apri .....	12
6.2.3. Salva .....	12
6.2.4. Salva con Nome .....	12
6.2.5. Testata .....	12
6.3. Licenza Programma .....	13
6.4. Ultimi File Aperti .....	14
6.5. Dati Solaio .....	15
6.5.1. Geometria Solaio .....	15
6.5.1.1. Numero Campate .....	16
6.5.1.2. Numero Sbalzi .....	16
6.5.1.3. Geometria Campate / Sbalzi .....	16
6.5.1.4. Travetti rompitratta: .....	17
6.5.1.5. Controllo Dati Inseriti .....	18
6.5.2. Caratteristiche Materiali .....	19
6.5.3. Coefficienti Normativi .....	21
6.5.4. Ipotesi di Vincolo .....	22
6.5.5. Opzioni Disegno .....	24
6.5.6. Carichi .....	25
6.5.6.1. Carichi distribuiti .....	25
6.5.6.2. Carico da Neve .....	27
6.5.6.3. Carico da Vento .....	28
6.5.6.4. Carichi concentrati .....	29
7. Calcoli .....	30
7.1. Combinazioni di Carico .....	30
7.2. Esegui Calcolo .....	31
7.3. Modifica Ferri .....	33
8. Genera .....	35
8.1. Relazione .....	35
8.2. Esecutivi di cantiere .....	37
9. Gestione errori .....	39
10. Appendice A – Richiami Normativi .....	40
10.1. Valutazione della Sicurezza ( §. 2.3 ) .....	40
10.2. Azioni sulle costruzioni ( §. 2.5 ) .....	41

10.2.1.	Classificazione azioni in base al modo di esplicarsi (Art. 2.5.1.1) .....	41
10.2.2.	Classificazione azioni secondo la risposta strutturale (§. 2.5.1.2) .....	41
10.2.3.	Classificazione azioni - variazione intensità nel tempo (§. 2.5.1.3).....	41
10.2.4.	Caratterizzazione delle Azioni Elementari (§. 2.5.2).....	42
10.2.5.	Combinazioni delle Azioni (§. 2.5.3).....	43
10.2.6.	Azioni nelle verifiche agli stati limite (§. 2.6).....	44
10.2.7.	Stati Limite Ultimi (§. 2.6.1.).....	44
10.2.8.	Stati Limite di esercizio (§. 2.6.2.).....	45
10.2.9.	Azioni sulle costruzioni – Opere civili ed industriali (§. 3.1) .....	45
10.2.10.	Pesi Propri dei Materiali strutturali (§. 3.1.2).....	46
10.2.11.	Carichi permanenti non strutturali (§. 3.1.3) .....	48
10.2.12.	Sovraccarichi (§. 3.1.4).....	49
10.2.13.	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (§. 4.1.2).....	50
10.2.13.1.	Resistenze di Progetto dei materiali (§. 4.1.2.1.1).....	50
10.2.13.2.	Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo .....	50
10.2.13.3.	Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo.....	50
10.2.13.4.	Resistenza di progetto dell'acciaio .....	51
10.2.13.5.	Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo.....	51
10.2.13.6.	Diagrammi di progetto dei materiali (art. 4.1.2.1.2).....	51
10.2.13.7.	Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti (§. 4.1.2.3.5).....	53
10.2.14.	Verifica agli Stati Limite di Esercizio (§ 4.1.2.2).....	55
10.2.14.1.	Stato Limite di Fessurazione .....	55
10.2.14.2.	Combinazioni di azioni (§ 4.1.2.2.4.1) .....	55
10.2.14.3.	Condizioni ambientali (§ 4.1.2.2.4.2).....	56
10.2.14.4.	Sensibilità delle armature alla corrosione (§ 4.1.2.2.4.3).....	56
10.2.14.5.	Scelta degli stati limite di fessurazione (§ 4.1.2.2.4.4).....	56
10.2.14.6.	Verifica dello stato limite di fessurazione (art. 4.1.2.2.4.5).....	57
11.	Appendice B – Combinazioni di Carico per Solai.....	58
12.	Appendice C – Validazione Software / Uso didattico.....	75
12.1.	Solaio appoggiato con Forza Concentrata in mezzeria.....	76
12.2.	Solaio appoggiato con 2 Forze Concentrate .....	79
12.3.	Solaio appoggiato con Coppia all'appoggio SX .....	81
12.4.	Solaio incastrato con Carico distribuito .....	83
12.5.	Solaio a due campate con Carico in mezzeria .....	85
12.6.	Solaio a più campate – Equazione dei 3 Momenti .....	87
12.7.	Solaio 1 campata – Verifica Sezione c.a. a T .....	93

## Indice delle Figure

Figura 1 – Trave Continua su n appoggi .....	6
Figura 2 – Struttura Principale .....	6
Figura 3 – Installazione Software .....	8
Figura 4 – Menu Progetto .....	11
Figura 5 – Dati Testata Progetto .....	12
Figura 6 – Licenza d'Uso .....	13
Figura 7 – Ultimi File aperti .....	14
Figura 8 – Geometria Solaio .....	15
Figura 9 – Sezione Trasversale .....	16
Figura 10 – Caratteristiche Materiali – CLS. ....	19
Figura 11 – Caratteristiche Materiali – Acciaio .....	19
Figura 12 – Caratteristiche Materiali – Traliccio Prefabbricato .....	20
Figura 13 – Coefficienti Normativi .....	21
Figura 14 – Dati per Disegno Esecutivi .....	24
Figura 15 - Carichi distribuiti .....	25
Figura 16 – Sovraccarichi (Tab.3.1.II D.M. 17/01/2018) .....	26
Figura 17 – Carico da Neve .....	27
Figura 18 – Carico da Vento .....	28
Figura 19 - Carichi concentrati .....	29
Figura 20 – Combinazioni di Carico .....	30
Figura 21 – Risultati del Calcolo - relazione .....	31
Figura 22 – Risultati di Calcolo - grafici .....	32
Figura 23 – Armature Determinate dal Programma .....	33
Figura 24 – Armature Inserite dall'Utente .....	34
Figura 25 - Diagrammi $M(z)$ , $M_{res}$ , $T(z)$ , in SIM-CAD .....	37
Figura 26 - Pianta solaio e sezione in SIM-CAD .....	38
Figura 27 - Armature per travetto in SIM-CAD .....	38
Figura 28 – Solaio a 2 campate .....	59
Figura 29 – Solaio a 3 campate .....	61
Figura 30 – Solaio a 3 campate con $p$ Carichi Variabili .....	65
Figura 31 – Solaio a 3 Campate e 2 Sbalzi con $p$ Carichi Variabili .....	68
Figura 32 – Solaio a $n$ campate e 2 sbalzi con $p$ Carichi Variabili .....	71

## 1. Introduzione

Il calcolo agli Stati Limite delle sezioni in cemento armato, dei telai, delle scale, dei solai, ecc. è un problema che sia l'ingegnere che l'aspirante ingegnere si trova ad affrontare quotidianamente. Anche se in letteratura tale problema si trova ampiamente risolto e molti testi ne riportano le relative formule, giungere ai risultati finali richiede spesso un eccessivo dispendio di tempo.

Il programma, Solai in cemento armato e laterizi, consente di effettuare il calcolo delle sollecitazioni, il dimensionamento delle armature necessarie, la verifica ed il disegno degli esecutivi di cantiere, dei solai in cemento armato (siano essi a soletta piena che con laterizi).

Il programma, consente il calcolo delle sollecitazioni, la determinazione delle armature e la verifica delle sezioni, utilizzando fundamentalmente le formule spiegate nei corsi di Tecnica delle Costruzioni delle facoltà di Ingegneria, sulla base di quanto impone il D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Questa **terza** versione del programma consente lo studio di un solaio con o senza sbalzi, a cui possono applicarsi oltre ai carichi uniformemente distribuiti, anche dei carichi concentrati, (forze e coppie), lungo lo sviluppo delle campate o degli sbalzi.

Il programma determina in automatico le Condizioni di Carico che inducono le massime sollecitazioni nei vari elementi del solaio, consente inoltre di inserire altre condizioni di carico. Per ciascuna condizione di carico, determina le reazioni vincolari, il momento flettente agli appoggi, il taglio a sinistra ed a destra di ciascun appoggio e le leggi di variazioni del momento flettente lungo lo sviluppo degli elementi. Inoltre, determina le armature necessarie affinché sia garantita la sicurezza nei confronti degli stati limite indotti dalle suddette condizioni di carico.

Nel caso di solai senza carichi concentrati applicati, il programma, oltre a determinare le armature necessarie sia superiormente che inferiormente, determina il numero di monconi agli appoggi necessari per coprire il momento flettente in modo da ridurre al minimo le armature superiori.

Nel caso di solai con carichi concentrati lungo le campate, determina solo i ferri superiori ed inferiori. Tuttavia, poiché il programma consente di modificare i ferri calcolati dallo stesso, l'utente può sempre intervenire manualmente per modificare tali ferri aggiungendo, modificando o eliminando quanto calcolato dal programma, ovviamente dovrà controllare che il momento resistente sia maggiore del momento flettente in tutto lo sviluppo del solaio.

Nel caso di solai ad una campata, senza sbalzi e senza carichi concentrati applicati, il programma consente infine di utilizzare oltre l'ipotesi di solaio semplicemente appoggiato anche l'ipotesi di solaio incastrato alle estremità o l'ipotesi di vincolo di semincastro o l'ipotesi di sollecitazioni imposte.

## 2. Metodo di Calcolo

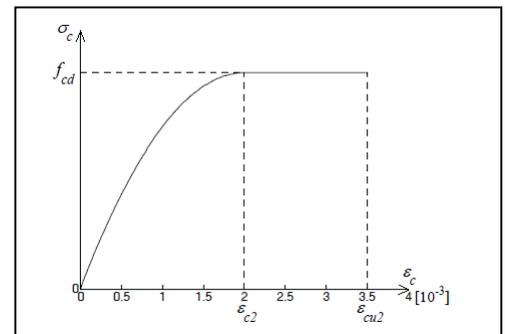
Il software consente di eseguire la verifica dei Solai in Cemento Armato, basandosi sulle indicazioni della normativa vigente in Italia: “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

In particolare, in appendice, vengono riportate le parti della normativa che interessano il calcolo e la verifica delle opere in c.a., con riferimento a quanto necessario per il calcolo e la verifica dei solai in c.a. (implementato nel software in oggetto).

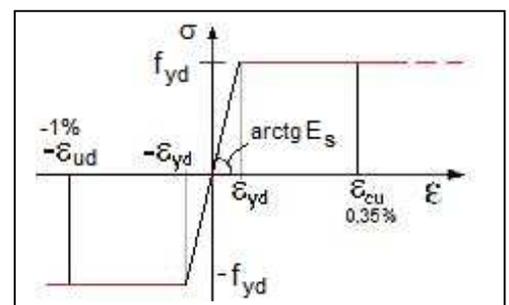
Le ipotesi fatte per la determinazione dello stato limite nelle sezioni del solaio sono quelle di cui all'art. 4.1.2. del DM.2018, ed esattamente:

- *conservazione delle sezioni piane*  
le sezioni della trave rimangono piane fino a rottura, il diagramma delle deformazioni nella sezione si conserva rettilineo;
- *perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo*  
esiste perfetta aderenza tra conglomerato e acciaio per cui le armature subiscono la stessa deformazione della fibra di conglomerato adiacente;
- *resistenza a trazione del calcestruzzo nulla*  
il conglomerato teso non si considera resistente;
- *rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione*

ipotizzando che il modello  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo sia quello di parabola-rettangolo, le massime deformazioni del conglomerato si assumono pari a  $\epsilon_{cu}=0,35\%$  nei casi di flessione semplice e composta, retta e deviata con asse neutro reale, e variabili tra  $\epsilon_{c2}=0,20\%$  ed  $\epsilon_{cu}=0,35\%$  quando l'asse neutro, esterno alla sezione, tende all'infinito;

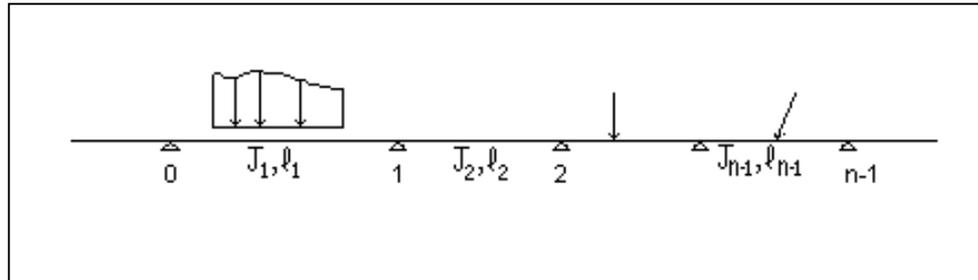


- *rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima*  
la deformazione massima (in valore assoluto), nell'armatura tesa in acciaio a durezza naturale impiegato nel c.a. ordinario si assume pari a:  $\epsilon_{ud}=0,01$  (1%).



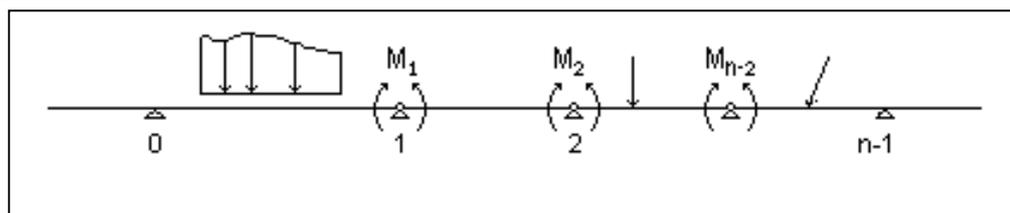
### 3. Calcolo caratteristiche sollecitazioni

Relativamente al calcolo delle caratteristiche delle sollecitazioni, lo schema statico adottato è quello della trave continua su  $n$  appoggi.



**Figura 1** – Trave Continua su  $n$  appoggi

Si utilizza cioè il metodo delle forze, assumendo come struttura principale quella ottenuta dalla struttura data in cui ai nodi interni si sostituiscono dei nodi cerniera e si introducono i momenti  $M_k$  che nascono a seguito delle sconessioni effettuate.



**Figura 2** – Struttura Principale

Assegnando a tali incognite il verso in figura 2, è automaticamente soddisfatto l'equilibrio ai nodi, affinché le deformazioni del sistema principale siano uguali a quelle del sistema dato è necessario che sia rispettata la congruenza e cioè che le rotazioni relative in ciascun nodo siano nulle.

Dal sistema algebrico che si ottiene scrivendo le  $n-2$  equazioni di congruenza, dette "equazioni dei tre momenti", è dunque possibile determinare le  $n-2$  incognite  $M_k$ .

Noti i momenti  $M_k$  agli appoggi, è immediata la determinazione del taglio agli appoggi, delle reazioni vincolari ed essendo noti i carichi esterni applicati in ciascuna asta possono infine determinarsi le leggi di variazione delle caratteristiche della sollecitazione.

Nel caso di solaio costituito da una sola campata è ovviamente sufficiente un'equazione di equilibrio alla traslazione verticale per determinare le reazioni vincolari e quindi le leggi di variazione di momento flettente e taglio.

## 4. Calcolo armature

Note le caratteristiche della sollecitazione in ciascuna sezione del solaio e per ciascuna condizione di carico, il programma determina l'armatura necessaria affinché sia sempre soddisfatta la verifica di resistenza. A tale scopo, determinata l'armatura necessaria e l'armatura minima prevista dalla normativa. Quindi, determina la minima quantità di ferro sufficiente a sopportare le sollecitazioni corrispondenti.

Inoltre, tenendo conto delle dimensioni delle pignatte, della luce di ciascuna campata e dell'eventuale travetto rompitratta, il programma determina le necessarie fasce piene e semipiene, e se la verifica non dovesse essere soddisfatta, ne aumenta opportunamente le dimensioni.

Infine, tenendo conto della massima area di acciaio longitudinale e di quanto imposto dalla normativa, determina la necessaria armatura di ripartizione.

In particolare, il software esegue la verifica a Flessione (secondo quanto indicato all'art. 4.1.2.3.4.2 del D.M. 17/01/2018) e la verifica a Taglio (secondo quanto indicato all'art. 4.1.2.3.5 del D.M. 17/01/2018).

Per la verifica a Flessione, nelle sezioni maggiormente sollecitate, il software determina il dominio di rottura (N,M) ed esegue la verifica:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad (4.1.18a)$$

Per una trattazione dettagliata sulla costruzione del dominio di rottura, si vedano gli appunti di tecnica delle costruzioni:

[LA TEORIA SEMIPROBABILISTICA ED IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO.](#)

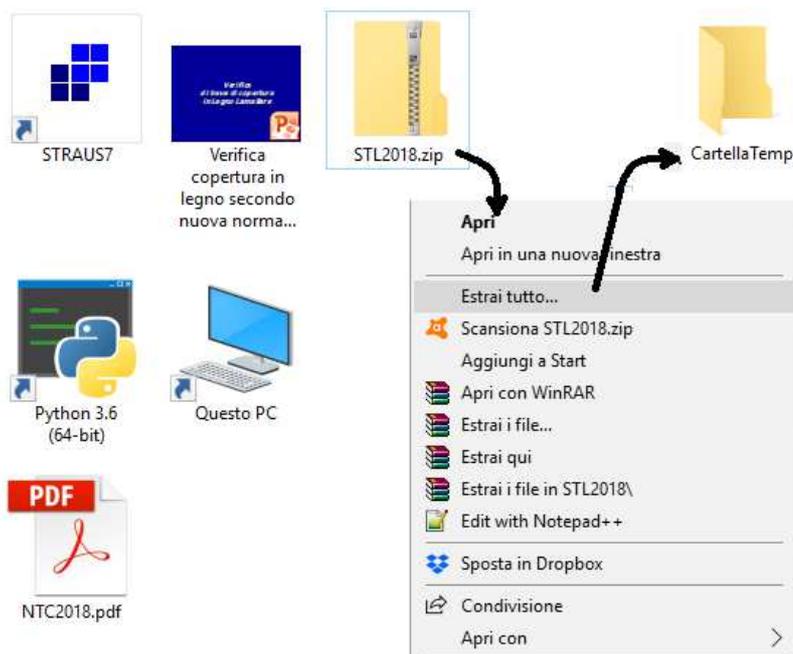
## 5. Installazione Programma

L'installazione del programma è molto semplice.

E' sufficiente inserire il CD dello stesso e, (se nel PC è impostata la procedura di autorun), in automatico verrà avviato il software per l'installazione, nel quale è sufficiente selezionare il programma da installare, fare clic sul pulsante "Installa" e seguire le relative istruzioni.

Se il software è stato scaricato da Internet, in genere lo stesso è nella forma di file zip, occorre eseguire le seguenti operazioni:

- a. Creare una cartella temporanea
- b. Estrarre i file contenuti in SolaiCa2018.zip nella cartella temporanea creata



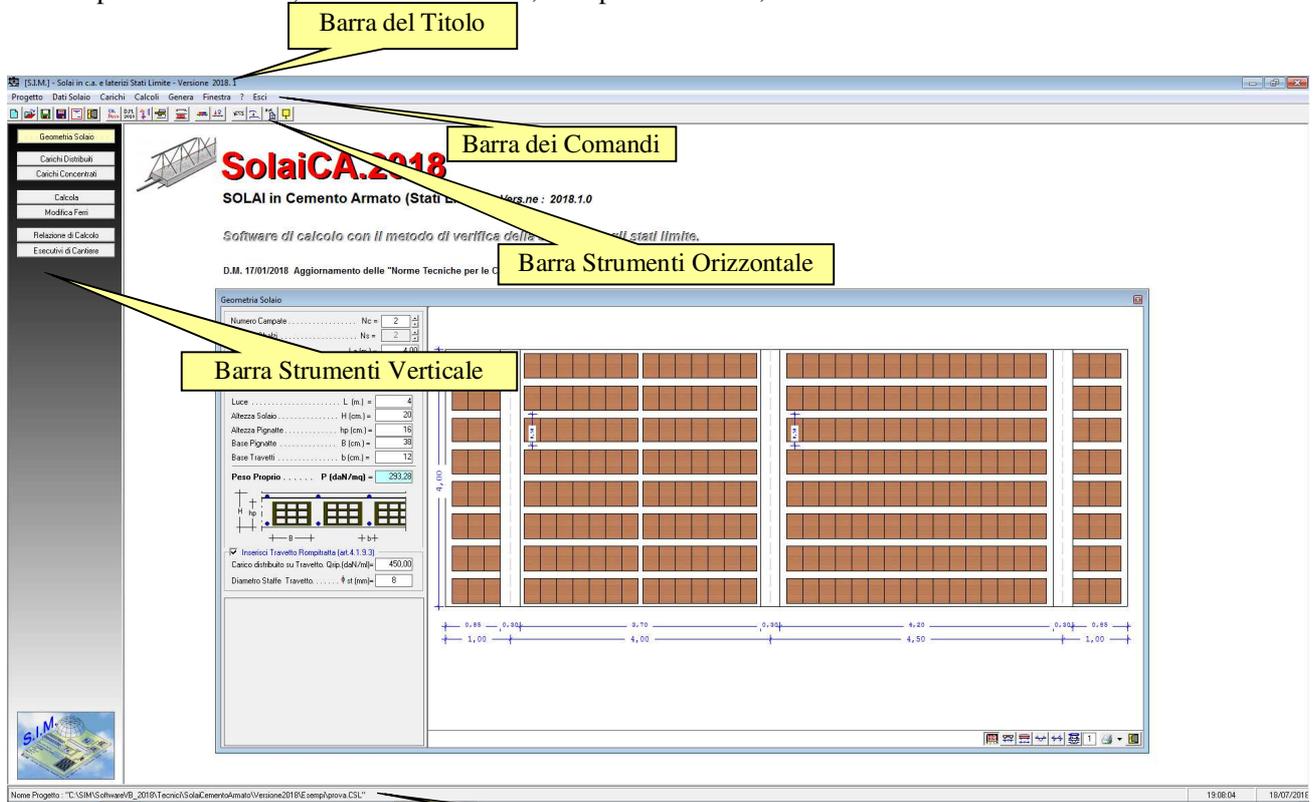
**Figura 3 – Installazione Software**

- c. Aprire la Cartella temporanea ed eseguire il file "SETUP.EXE"

Alla fine dell'installazione verrà creata un'icona nella barra dei programmi, nel gruppo SIM-SRL, ed è sufficiente fare clic su tale icona per avviare il programma installato.

## 6. Menu di Avvio

All'avvio del programma appare a video il menu principale, da cui è possibile selezionare tutti i necessari comandi per inserire i dati, effettuare il calcolo, stampare i risultati, ecc.



In tale menu, sono presenti:

➤ La barra del titolo

La quale indica il nome del programma e la relativa versione.

➤ La barra dei comandi

In tale barra sono presenti tutti i comandi (Progetto, Dati Solaio, Verifica, ecc.) che è possibile eseguire con il programma, selezionabili tramite il mouse o premendo il tasto Alt e contemporaneamente il carattere sottolineato del comando.

Alcuni di questi comandi, presentano a loro volta altri sottocomandi che consentono di effettuare specifiche operazioni legate al comando principale, ad es. selezionando il comando "Progetto" è possibile accedere ai relativi comandi di gestione dei progetti (Apri, Salva, Salva Con Nome, ecc.).

➤ La Barra Strumenti Orizzontale

➤ La Barra Strumenti Verticale

Le barre degli strumenti, contengono dei pulsanti che consentono di selezionare velocemente i comandi standard utilizzati per definire la geometria del muro di sostegno, effettuare il calcolo dello stesso e stamparne la relativa relazione di calcolo.

## 6.1. Descrizione Comandi

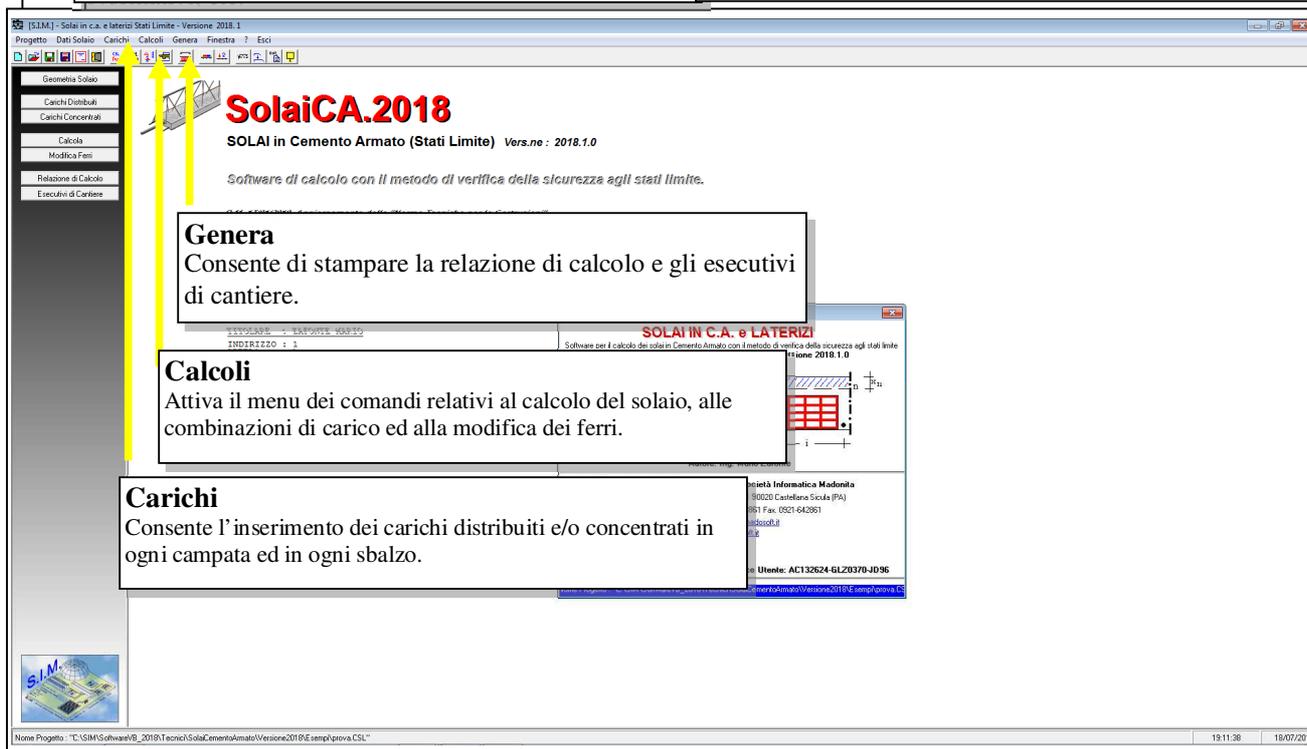
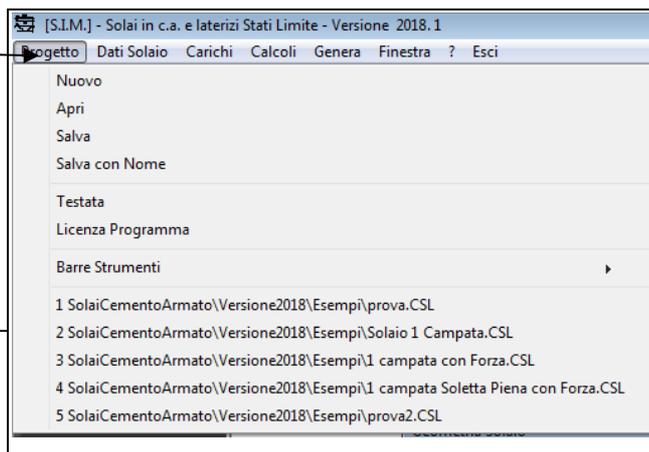
I comandi che consentono di effettuare la creazione del file di progetto in cui memorizzare le informazioni relative al solaio, l'inserimento dei dati necessari al calcolo ed alla verifica dello stesso, la creazione e la stampa della relazione di calcolo e dei relativi esecutivi di cantiere, sono raggruppati essenzialmente nei seguenti comandi di menu:

### Progetto

consente di effettuare tutte quelle operazioni necessarie per la gestione dei file su cui verranno memorizzati i dati ed i risultati del solaio. Inoltre consente di inserire i dati della testata e di impostare le barre degli strumenti.

### Dati Solaio

consente di attivare il menu di comandi relativo alla Geometria del Solaio, ai Materiali, ai Coefficienti Normativi, etc.



### Genera

Consente di stampare la relazione di calcolo e gli esecutivi di cantiere.

### Calcoli

Attiva il menu dei comandi relativi al calcolo del solaio, alle combinazioni di carico ed alla modifica dei ferri.

### Carichi

Consente l'inserimento dei carichi distribuiti e/o concentrati in ogni campata ed in ogni sbalzo.

## 6.2. Progetto

Il comando "Progetto" consente di effettuare tutte quelle operazioni necessarie per la gestione dei file su cui verranno memorizzati i dati ed i risultati del Solaio.

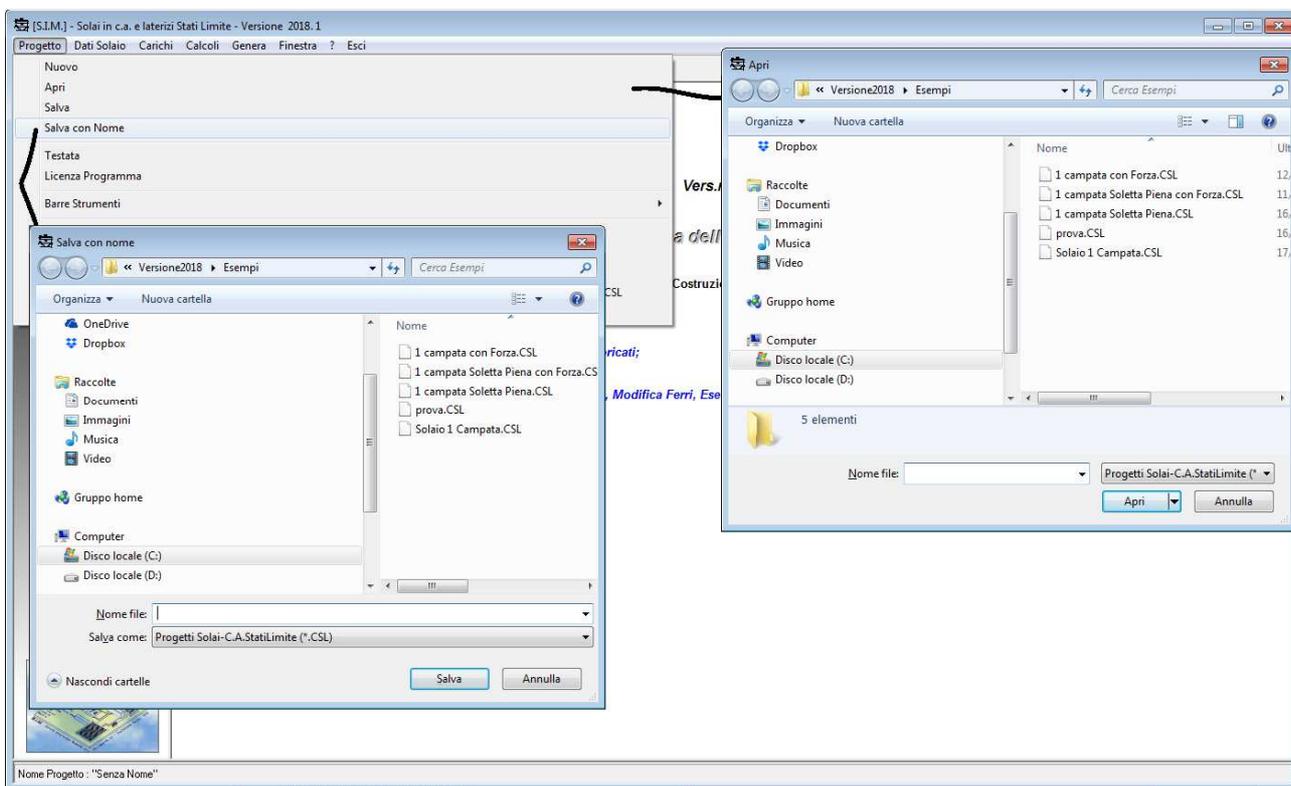


Figura 4 – Menu Progetto

### 6.2.1. Nuovo

Consente di aprire un nuovo file di progetto.

Se tale comando viene selezionato quando si sta lavorando ad un progetto di solaio su cui sono state apportate delle modifiche il programma chiede se si desidera salvare le eventuali modifiche al file - progetto attualmente in uso.

## 6.2.2. Apri

Consente di aprire un file - progetto precedentemente memorizzato nell'HDD e creato con il programma "Solai in c.a. (Stati Limite) 2018 e/o con la versione 2012". Sia tale comando che il comando "Salva con Nome" avviano la finestra di dialogo di Windows che consente di aprire o salvare il file da una qualsiasi directory.

## 6.2.3. Salva

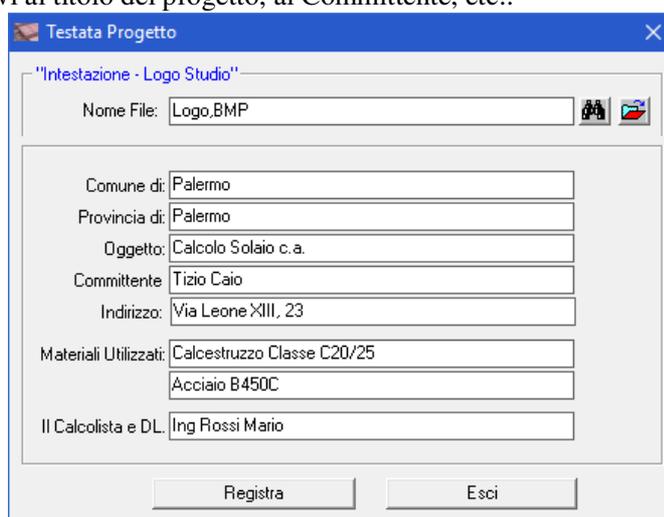
Consente di salvare le ultime modifiche apportate al file-progetto. Se al progetto non è stato ancora assegnato un nome, verrà avviata la finestra di dialogo di "Salva con Nome".

## 6.2.4. Salva con Nome

Consente di salvare il file attualmente in uso con un nome diverso. Opzione utile per duplicare un file-progetto, qualora si deve effettuare il calcolo di un muro che per molti aspetti è identico ad un muro precedentemente calcolato e memorizzato nell'HDD.

## 6.2.5. Testata

Il Comando "Progetto -> Testata / Opzioni Software" consente di avviare una finestra di dialogo nella quale è possibile immettere i dati relativi al titolo del progetto, al Committente, etc.:



"Intestazione - Logo Studio"	
Nome File:	Logo.BMP
Comune di:	Palermo
Provincia di:	Palermo
Oggetto:	Calcolo Solaio c.a.
Committente:	Tizio Caio
Indirizzo:	Via Leone XIII, 23
Materiali Utilizzati:	Calcestruzzo Classe C20/25 Acciaio B450C
Il Calcolista e DL:	Ing Rossi Mario
Registra      Esci	

**Figura 5 – Dati Testata Progetto**

Tali dati verranno inseriti nella testata del progetto, che può essere stampata assieme alla Relazione di Calcolo.

### 6.3. Licenza Programma

Dal Menu “Progetto” è possibile accedere al comando “Licenza Programma” selezionando il quale è possibile avviare la finestra di dialogo in cui inserire i dati relativi all’utente, attivare online il software, richiedere via fax oppure via E-Mail la Licenza d’uso e quindi inserire il codice utente che consente di attivare il programma.

Se non si possiede la Licenza d’uso, il programma viene eseguito in versione dimostrativa. In questo caso, è possibile registrare tutte le informazioni che si desidera, ma i dati verranno volutamente falsati al successivo utilizzo e le stampe saranno disattivate.

Prima di inserire la Licenza d’Uso si prega di leggere attentamente “Il contratto di Licenza” che si intende accettato se si procede con l’attivazione del software.

Una volta inserita la licenza d’uso nelle specifiche celle, non è più necessario selezionare il comando suddetto, in quanto il programma funzionerà perfettamente nelle successive sessioni di lavoro.

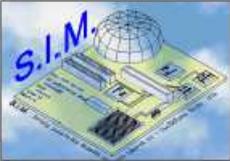
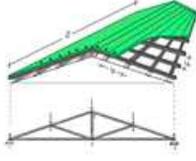
(H) LEGGERE ATTENTAMENTE IL PRESENTE CONTRATTO PRIMA DI PROCEDERE

**CONTRATTO DI LICENZA D'USO CON L'UTENTE FINALE ( EULA )**

S.I.M. srl (Società Informatica Madonita) - via Libertà N.1 - 90020 Castellana Sicula (PA) - Italia - tel. 0921642861  
e-mail. [info@madosoft.it](mailto:info@madosoft.it) - Web: [www.madosoft.it](http://www.madosoft.it) - Registro Imprese Palermo n. PA-226271 - P. IVA e C.F. 04947100824

**Concesso in Licenza d'Uso a:**

Cognome Utente	Nome Utente		
ZAFONTE	MARIO		
Codice Fiscale Utente	Partita IVA Utente		
XYZHLU25P65T134K	01256895354		
Indirizzo	CAP	Città	Provincia
1	1	1	1
N. Telefono	N. Fax	E-Mail	
1	1	1	

Licenza d'Uso N.ro: AP465486-HCZ0026-JD79

OK Esci

Figura 6 – Licenza d’Uso

## 6.4. Ultimi File Aperti

Consente di aprire velocemente uno degli ultimi cinque file di progetto a cui si è lavorato di recente. Nelle corrispondenti righe appare il percorso completo indicante la directory in cui il file di progetto è stato memorizzato.

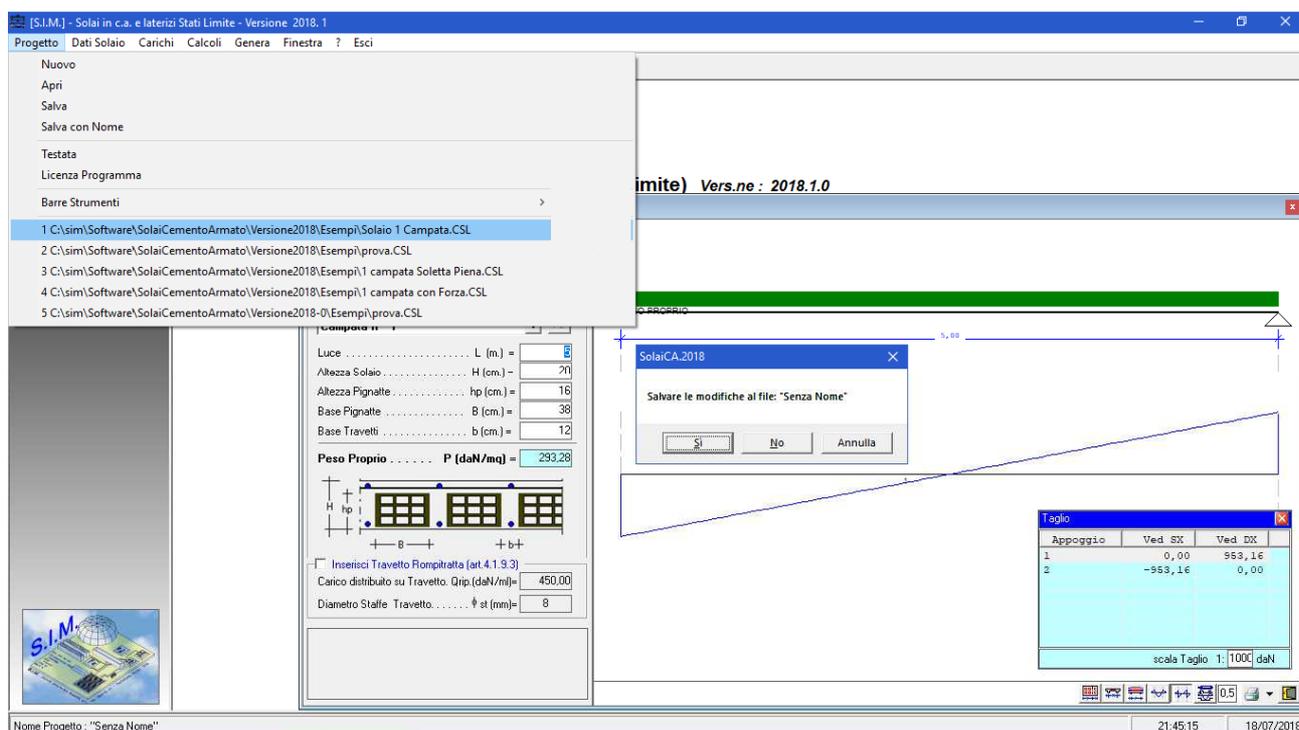
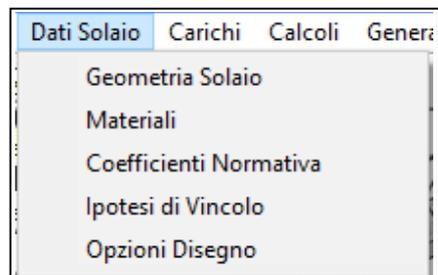


Figura 7 – Ultimi File aperti

Se si sta lavorando ad un altro progetto, le cui modifiche non sono state salvate, prima di aprire il progetto selezionato il software chiede se salvare le modifiche al file a cui si sta lavorando.

## 6.5. Dati Solaio

Selezionando il comando “Dati Solaio” si attiva un menu a tendina contenente i comandi specifici per l’inserimento dei dati relativi al solaio, alle caratteristiche dei materiali, ai coefficienti normativi, etc.



### 6.5.1. Geometria Solaio

La finestra di dialogo “Geometria Solaio” è la finestra principale del software, nella quale oltre ad inserire i dati relativi alla geometria del solaio, è possibile verificare graficamente la correttezza dei dati inseriti e lo stato del progetto.

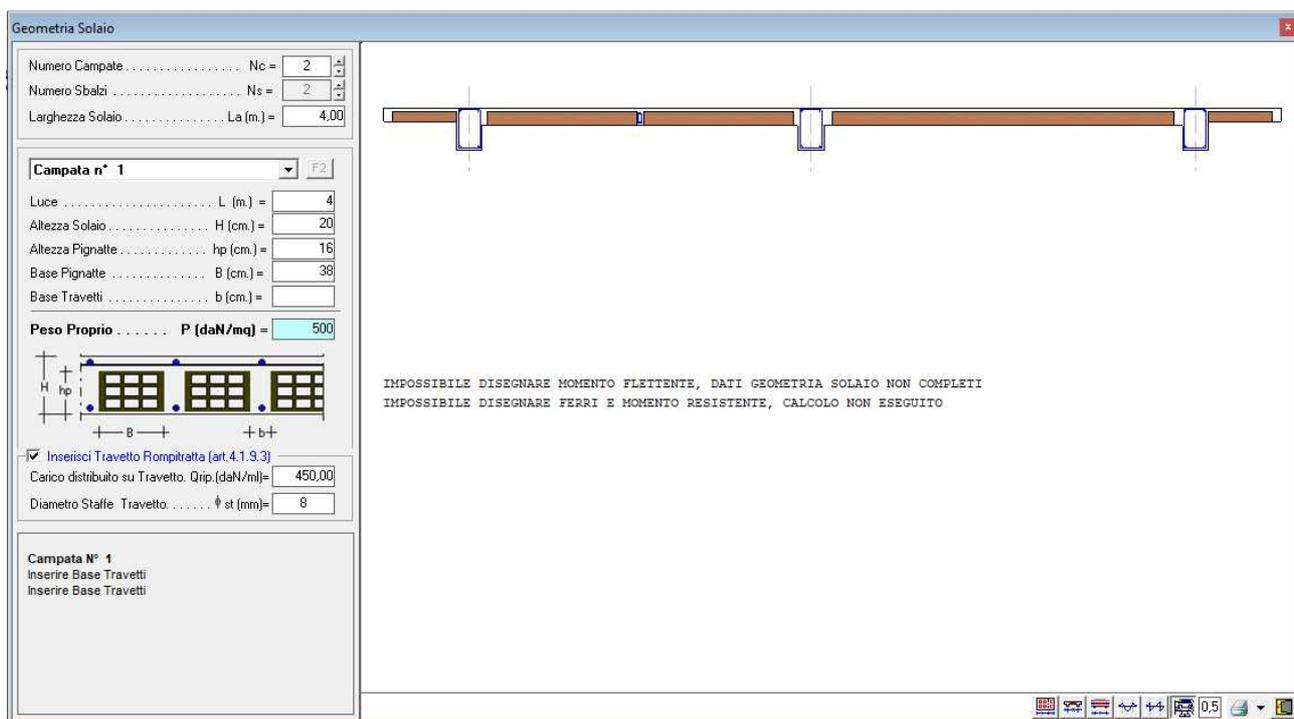


Figura 8 – Geometria Solaio

In particolare, come si evince dalla figura sopra riportata, è possibile specificare:

#### 6.5.1.1. Numero Campate

Può essere un qualsiasi numero maggiore di zero. Non si conosce il limite superiore, legato al tipo di computer ed alle capacità dello stesso.

#### 6.5.1.2. Numero Sbalzi

0: Indica che il solaio non presenta sbalzi;

1s: Indica che sul solaio è presente uno sbalzo a sinistra delle campate;

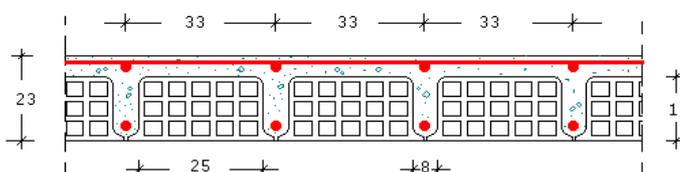
1d: Indica che sul solaio è presente uno sbalzo a destra delle campate;

2: Indica che sono presenti due sbalzi, uno a sinistra ed uno a destra delle campate.

#### 6.5.1.3. Geometria Campate / Sbalzi

La geometria delle singole campate, (e/o degli sbalzi) viene definita mediante l'inserimento dei seguenti dati:

- a) la luce della campata:  $l_c$  (m.);
- b) l'altezza totale del solaio : H (cm.)
- c) l'altezza delle pignatte :  $H_p$  (cm.)
- d) la base delle pignatte : B (cm.)
- e) la base dei travetti di cls.: b (cm.)



**Figura 9 – Sezione Trasversale**

Inseriti tali dati, il programma calcola automaticamente il peso proprio del solaio utilizzando per il cls. un peso specifico di 2500daNkg/mc e per i laterizi un peso specifico di 800daNkg/mc.

Qualora il peso specifico dei materiali fosse diverso, è sufficiente modificare il peso proprio calcolato dal programma con quello esatto determinato dall'utente a seconda delle caratteristiche dei materiali utilizzati.

Inserire i dati tenendo conto delle unità di misura indicate tra parentesi se non si desiderano risultati errati.

Se si desidera studiare un solaio con soletta piena inserire i valori relativi alla sezione trasversale nel seguente modo:

\* Altezza totale del solaio : H (cm.)

\* Altezza delle pignatte : 0

\* Base dei travetti : 100

\* Base delle pignatte : 0

Se il solaio è costituito da più campate, è necessario selezionare tutte le campate dall'elenco a discesa ed inserire tali dati per tutte le campate. Al fine di velocizzare tale operazione, quando si selezionano le campate successive alla prima, il programma attiva un pulsante che consente di copiare tali dati dalla campata precedente. Tale operazione può effettuarsi anche premendo il tasto funzione F2.

#### 6.5.1.4. Travetti rompitratta:

Se in alcune campate, si desidera inserire dei travetti rompitratta che consentano una ridistribuzione trasversale dei carichi, specificare:

- Carico Ripartito

Valore del carico ripartito applicato sul travetto rompitratta.

Il programma fornisce il valore di default  $q=450$  daN/m. ottenuto supponendo di avere un tramezzo alto 3m in laterizi forati 8x25x30:

muro	: 0.08x1.00x3.00x1100	= 264 daN/m
intonaco	: 2x1.00x3.00x30	= 180 "
		-----
		q = 444 daN/m

- Diametro staffe

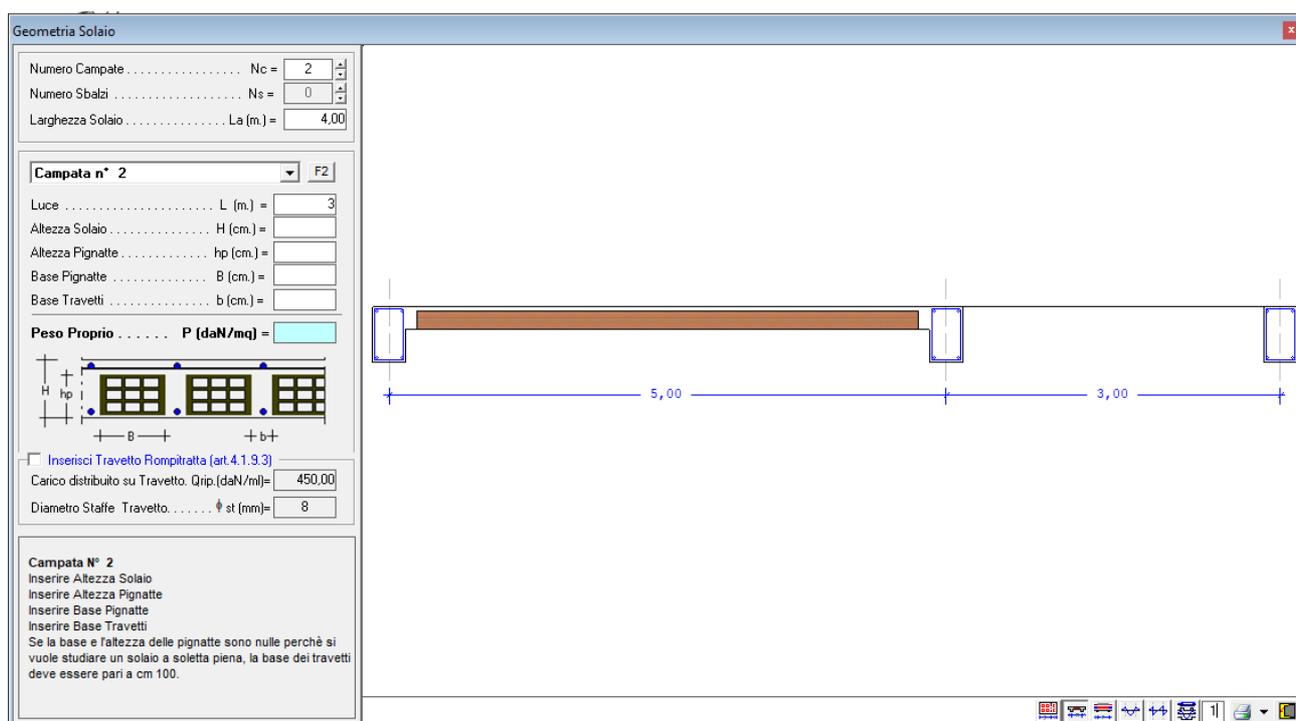
L'armatura del travetto rompitratta è costituita da un'armatura longitudinale, la quale viene calcolata in automatico dal software, e da un'armatura trasversale staffe il cui diametro può essere diverso da quello utilizzato per i travetti e che pertanto deve essere fornito dall'utente.

### 6.5.1.5. Controllo Dati Inseriti

Il software, in automatico controlla che i dati inseriti siano formalmente corretti e completi. In basso a sinistra è presente un riquadro nel quale vengono mostrati degli avvisi che indicano quali dati devono ancora essere indicati ed eventuali errori nei dati già inseriti.

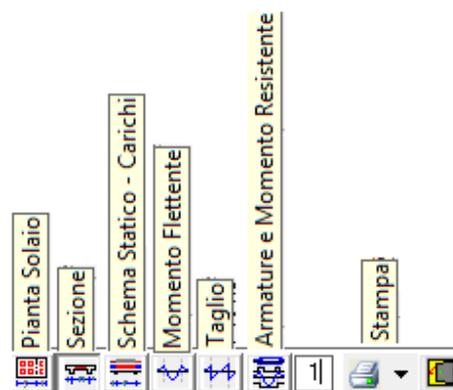
Nell'area grafica vengono inoltre mostrati dei disegni che si aggiornano automaticamente, durante la fase di inserimento dei dati relativi al solaio.

Ad esempio se si sta studiando un solaio a 2 campate ed i dati relativi alla seconda campata non sono completi, apparirà il seguente messaggio ed il seguente disegno:



Sia dal messaggio che dal disegno della sezione longitudinale si evince quali sono i dati mancanti.

In particolare, si osservi che in basso a destra sono presenti dei pulsanti che consentono di scegliere il tipo di grafico che si desidera visualizzare e/o stampare.



## 6.5.2. Caratteristiche Materiali

Le caratteristiche dei materiali sono un dato fondamentale per il calcolo ed il corretto dimensionamento delle armature del solaio. Nella finestra di dialogo che appare selezionando il comando “Dati Solaio”-> “Materiali” è possibile inserire i dati relativi al tipo di calcestruzzo, al tipo di acciaio, al numero e diametro di ferri disponibili per armare il singolo travetto ed alla tipologia di travetto (prefabbricato e/o gettato in opera).

Per velocizzare tale operazione il programma propone per default dei valori di corrente utilizzo nel calcolo dei solai, i quali possono essere comunque modificati dall'utente.

Proprietà	Valore	Unità	Formula
Classe di Resistenza	C20/25		ordinar.
Resistenza Caratteristica Cubica (R <sub>ck</sub> )	25	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza Caratteristica Cilindrica (f <sub>ck</sub> )	20,75	N/mm <sup>2</sup>	= 0,83 · R <sub>ck</sub>
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo (γ <sub>c</sub> )	1,5		1,50
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine (α <sub>cc</sub> )	0,85		0,85
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica (f <sub>cm</sub> )	28,75	N/mm <sup>2</sup>	= f <sub>ck</sub> +8
Valore medio della resistenza a trazione assiale del cls (f <sub>ctm</sub> )	2,27	N/mm <sup>2</sup>	= 0,3 · f <sub>cm</sub> <sup>2/3</sup>
Valore caratt. resistenza a trazione assiale (frattile 5%) (f <sub>ctk,0.05</sub> )	1,59	N/mm <sup>2</sup>	= 0,7 · f <sub>ctm</sub>
Valore caratt. resistenza a trazione assiale (frattile 95%) (f <sub>ctk,0.95</sub> )	2,94	N/mm <sup>2</sup>	= 1,3 · f <sub>ctm</sub>
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo (E <sub>cm</sub> )	30200,49	N/mm <sup>2</sup>	= 22000 · [f <sub>cm</sub> /10] <sup>0,3</sup>
Deformazione Limite comportamento Elasto-Plastico (ε <sub>cl2</sub> )	0,002		0,002
Deformazione Ultima per il calcestruzzo (ε <sub>cu</sub> )	0,0035		0,0035
Resistenza di progetto a compressione del cls (f <sub>cd</sub> )	11,76	N/mm <sup>2</sup>	= α <sub>cc</sub> · f <sub>ck</sub> /γ <sub>c</sub>
Resistenza di progetto a trazione del cls (f <sub>ctd</sub> )	1,06	N/mm <sup>2</sup>	= f <sub>ctk,0.05</sub> /γ <sub>c</sub>

Figura 10 – Caratteristiche Materiali – CLS.

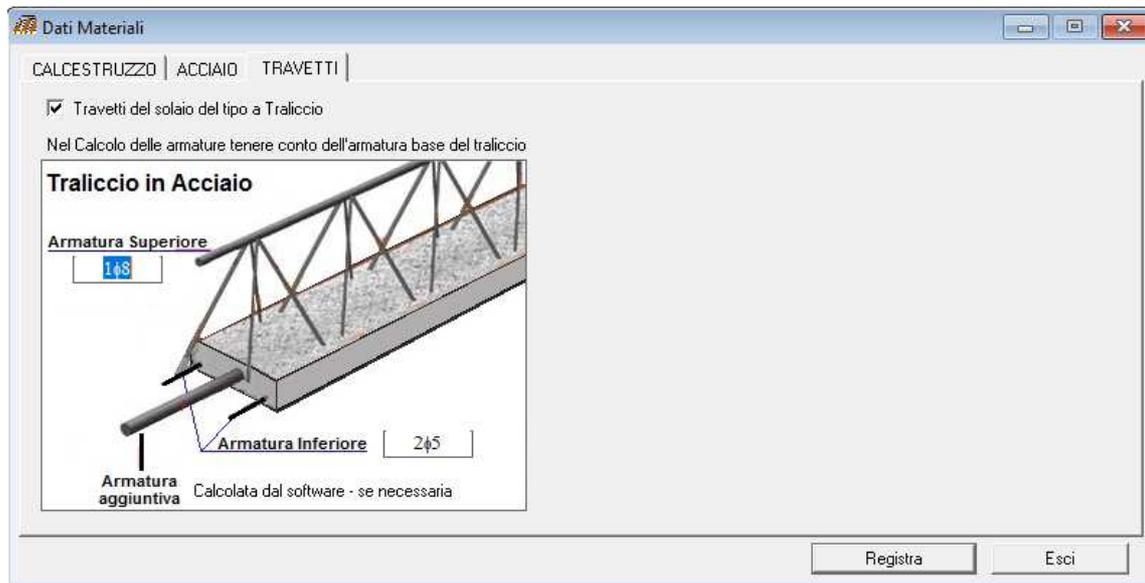
Proprietà	Valore	Unità	Formula
Classe dell'Acciaio	B450C		
Resistenza a snervamento dell'Acciaio (f <sub>yk</sub> )	450	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio (γ <sub>s</sub> )	1,15		1,15
Modulo di Elasticità secante dell'Acciaio (E <sub>s</sub> )	210000	N/mm <sup>2</sup>	
Deformazione a snervamento dell'acciaio (ε <sub>yd</sub> )	0,0019	f <sub>yd</sub> /E <sub>s</sub>	
Deformazione Ultima nell'Acciaio (ε <sub>ud</sub> )	0,01		0,01
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio (f <sub>yd</sub> )	391,30	N/mm <sup>2</sup>	= f <sub>yk</sub> /γ <sub>s</sub>

Parametri da Normativa  Esegui Verifica Duttilità

- Perc. minima d'armatura tesa: P<sub>min</sub> = 1,4 / f<sub>yk</sub>
- Perc. d'armatura compressa: P<sub>com</sub> = A' s / A<sub>c</sub>
- Perc. massima d'armatura tesa: P<sub>max</sub> = P<sub>com</sub> + 3,5 / f<sub>yk</sub>

As >= 0,26 · f<sub>ctm</sub> · b · d / f<sub>yk</sub> [4.1.45]  
 As >= 0,0013 · b · d [4.1.45]  
 As < 0,04 · b · H

Figura 11 – Caratteristiche Materiali – Acciaio



**Figura 12** – Caratteristiche Materiali – Traliccio Prefabbricato

### 6.5.3. Coefficienti Normativi

Il comando “Dati Solaio” – “Coefficienti Normativi” consente di specificare i coefficienti di sicurezza utilizzati nel progetto.

Ovviamente, nel progetto occorre imporre i coefficienti da Normativa, ma il programma consente di variare gli stessi in un singolo progetto, qualora condizioni particolari possano richiederlo.

In tal modo, l’utente può decidere se solo in qualche caso particolare desidera modificare a vantaggio di sicurezza il coefficiente da utilizzare nel progetto, mantenendo inalterati i valori da normativa.

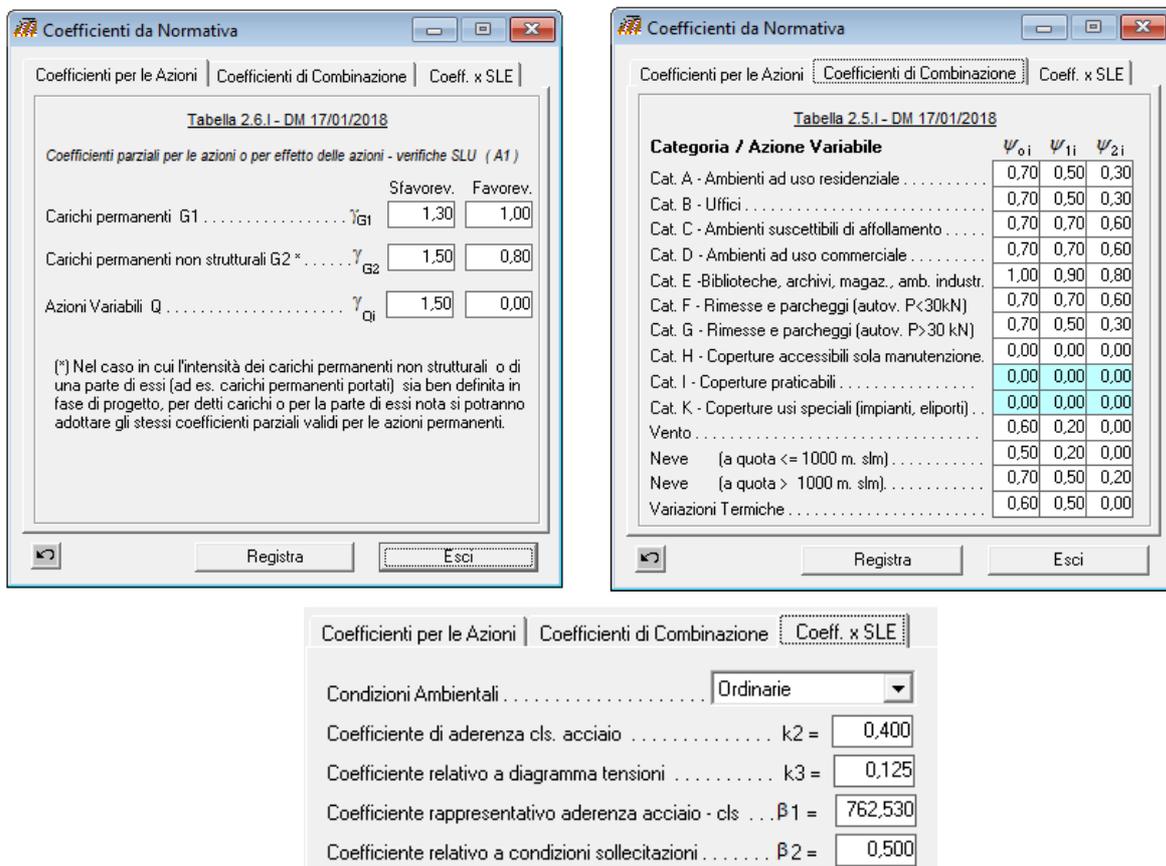


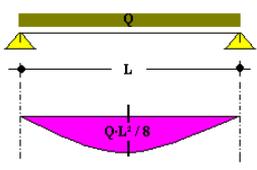
Figura 13 – Coefficienti Normativi

## 6.5.4. Ipotesi di Vincolo

La finestra di dialogo “Ipotesi di Vincolo” consente di selezionare il tipo di vincolo che si ha all’estremità delle campate. L’ipotesi di base proposta dal programma è quella di solaio appoggiato alle estremità. E’ comunque possibile selezionare altre ipotesi di vincolo, ed esattamente l’ipotesi di “Incastro”, di “Semincastro” o di sollecitazioni imposte. Queste ultime ipotesi, possono essere considerate solo nel caso di solai ad una campata, senza sbalzi e senza carichi concentrati applicati lungo lo sviluppo della campata.

In particolare, si ricorda che:

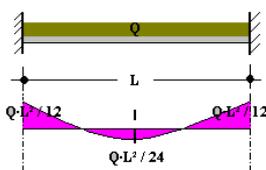
- Ipotesi di solaio appoggiato:



Nel caso di solaio ad una campata, semplicemente appoggiato alle estremità, il momento flettente è pari a:

- In mezzeria:  $M = Q \cdot L^2 / 8$
- Alle estremità:  $M = 0$

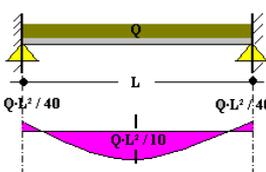
- Ipotesi di vincolo: Incastro



Nel caso di solaio ad una campata, incastrato alle estremità, il momento flettente è pari a:

- In mezzeria:  $M = Q \cdot L^2 / 24$
- Alle estremità:  $M = Q \cdot L^2 / 12$

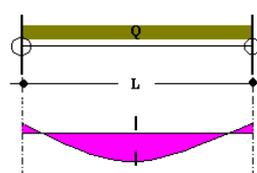
- Ipotesi di vincolo: Semi-Incastro



Nel caso di solaio ad una campata, con vincolo di semi-incastro alle estremità, il momento flettente in mezzeria dipende dal valore imposto alle estremità, ad es. per momento alle estremità pari a  $M = Q \cdot L^2 / 36$ , risulta:

- In mezzeria:  $M = Q \cdot L^2 / 10$
- Alle estremità:  $M = Q \cdot L^2 / 36$

- Ipotesi di vincolo: Sollecitazioni Imposte



In molti casi pratici, i professionisti effettuano il calcolo del solaio, verificando lo stesso e determinando le armature necessarie per sollecitazioni di momento flettente che non rispettano le ipotesi di cui sopra.

Ad es. molto spesso i solai vengono dimensionati per sopportare un momento flettente pari a:

$$M_m = Q \cdot L^2 / 12 \quad \text{in mezzeria}$$

$$M_e = - Q \cdot L^2 / 12 \quad \text{alle estremità.}$$

Ossia, si ipotizza che il valore del momento flettente alle estremità del solaio, è pari a quello che si avrebbe nell'ipotesi di vincolo di incastro, mentre in mezzeria è maggiore di quello che si avrebbe nella stessa ipotesi ( $M_m = Q \cdot L^2 / 24$ ) e ciò a vantaggio di sicurezza.

Si osservi che in questa quarta ipotesi è quindi possibile effettuare il calcolo del solaio con un maggior grado di sicurezza.

Si precisa però che l'equazione del momento flettente,

$$M(z) = a \cdot z^2 + b \cdot z + c$$

ottenuta imponendo le condizioni  $M(0) = M_e$ ;  $M(L/2) = M_m$ ;  $M(L) = M_e$

è tale da non rispettare la condizione di :

$$dM(z) / dz = T(z)$$

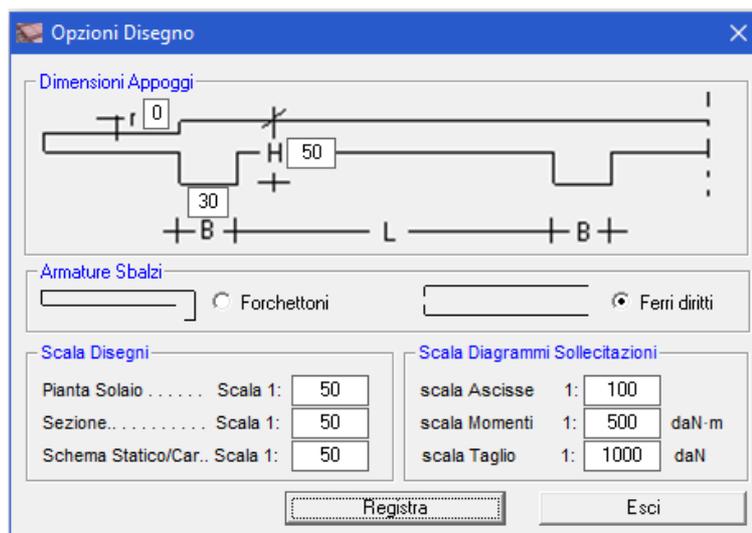
ossia, risulta:

$$T(z) \neq 2 \cdot a \cdot z + b$$

pertanto, tale ipotesi va utilizzata con opportuna cautela.

## 6.5.5. Opzioni Disegno

La finestra di dialogo “Opzioni Disegno” consente di inserire alcune informazioni necessarie al programma per effettuare correttamente il disegno degli esecutivi di cantiere. Tali dati non interferiscono con la verifica del solaio o con la determinazione delle armature, ma sono importanti per evitare che l’utente debba manipolare gli esecutivi di cantiere.



**Figura 14** – Dati per Disegno Esecutivi

In particolare, devono inserirsi i seguenti dati:

- Base della trave. Dato necessario per un corretto posizionamento delle pignatte all’interno del solaio.
- Altezza della trave Dato necessario al fine di un corretto disegno degli esecutivi di cantiere.
- Ribassamento sbalzi. Indica di quanti cm. lo sbalzo è eventualmente ribassato rispetto la campata adiacente.
- Tipo armatura sbalzi. Per effettuare il disegno delle armature degli sbalzi così come effettivamente verranno disposti in cantiere: ferri dritti o forchettoni.
- Scala disegni. Indicare la scala dei vari tipi di grafici che il software può produrre, delle ascisse e delle ordinate per il diagramma del momento flettente e del taglio.

## 6.5.6. Carichi

Dopo aver inserito i dati relativi alla geometria del solaio, ossia alle dimensioni delle campate e degli sbalzi, è possibile inserire i carichi applicati sugli stessi.

Il programma consente l'inserimento sia di carichi distribuiti (permanente e variabili) che di carichi concentrati (forze e coppie). Selezionando il comando "carichi" dal menu principale, appare un menu a tendina che consente di selezionare il tipo di carico che si desidera applicare al solaio.

### 6.5.6.1. Carichi distribuiti

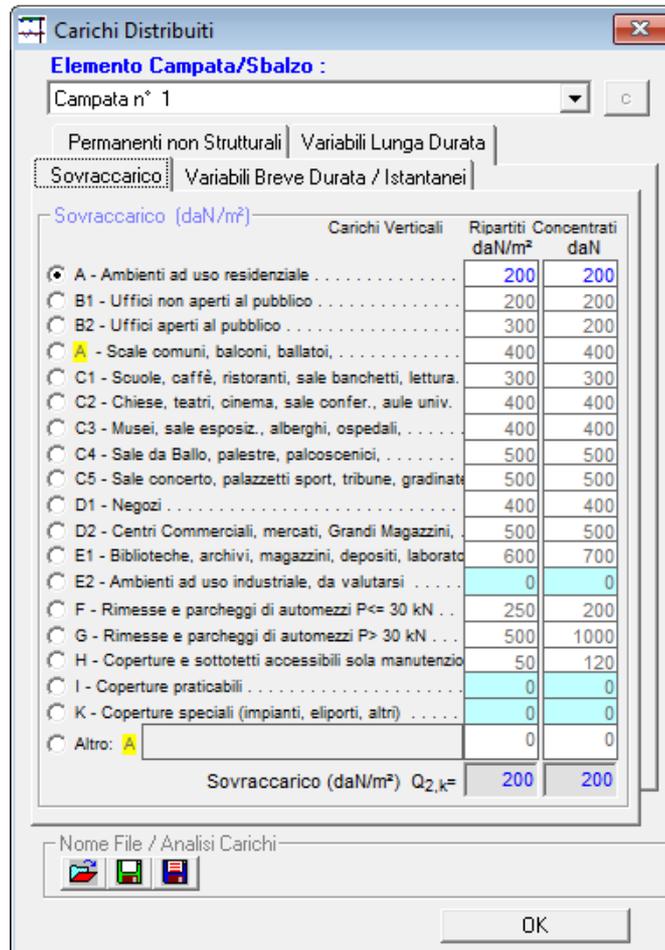
Selezionando tale comando appare una finestra di dialogo che consente di inserire direttamente i carichi permanenti ed i carichi variabili, per elemento del solaio (campata o sbalzo).

Permanenti non Strutturali (daN/m²)	
<input checked="" type="checkbox"/>	Intonaco (1,5cm) ..... 30
<input checked="" type="checkbox"/>	Malta di allettamento (3,0cm) ..... 50
<input type="checkbox"/>	Pavimento in gomma, linoleum, etc. .... 10,00
<input type="checkbox"/>	Pavimento in legno ..... 25,00
<input checked="" type="checkbox"/>	Pavimento in ceramica, gres, graniglia ..... 40
<input type="checkbox"/>	Pavimento in marmo ..... 80,00
<input type="checkbox"/>	Coibente Termico ..... 10,00
<input type="checkbox"/>	Manto impermeabilizzante di asfalto e simili ..... 30,00
<input type="checkbox"/>	Tegole (embriaci e coppi) ..... 60,00
<input type="checkbox"/>	Tramezzi.. 0.00 <= G2 <= 1.00 KN/m ..... 40,00
<input type="checkbox"/>	Altro..
<input type="checkbox"/>	Altro..
<input type="checkbox"/>	Altro..

Figura 15 - Carichi distribuiti

In particolare, si osservi che il nuovo D.M. 17/01/2018 al § 3.1.3 precisa quali sono i carichi permanenti non strutturali da applicare al solaio ed al § 3.1.4 definisce i sovraccarichi, nella precedente normativa indicati come carichi variabili di breve durata.

Inoltre nella Tabella 3.1.II fornisce i valori di detti sovraccarichi per le diverse tipologie d'uso delle costruzioni.



**Figura 16** – Sovraccarichi (Tab.3.1.II D.M. 17/01/2018)

## 6.5.6.2. Carico da Neve

Nel caso particolare di un solaio di copertura in cui bisogna prevedere il carico da neve, si osservi che selezionando il pulsante “Modifica carico da neve”, si attiva la seguente finestra di dialogo che consente velocemente di determinare la formula da utilizzare per il carico da neve ed il relativo valore in kN/mq (in base a quanto indicato dalla normativa), a seconda dell’altezza sul livello del mare, della Zona, del coefficiente di esposizione e del coefficiente di Forma.

The screenshot displays the S.I.M. software interface with the 'Carico da neve' dialog box open. The dialog box is divided into several sections:

- Carichi Distribuiti:** Shows 'Elemento Campata/Sbalzo' as 'Campata n° 1' and 'Neve q<sub>sk</sub>' as '0,80 [0,51 {1+(800/481)<sup>0,7</sup>}] - 1,00 - 1,00 = 1,54 kN/mq'.
- Carico da neve:** Includes a map of Italy and a list of zones:
  - ZONA I - Alpina:** Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza.
  - ZONA II - Mediterranea:** Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cosenza, Forlì, Ferrara, Genova, Imperia, L'Aquila, La Spezia, Livorno, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Reggio Emilia, Roma, Salerno, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.
  - ZONA III:** Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonara-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Isernia, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Mesina, Napoli, Nuoro, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Termini Imerese, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.
- Tabella 3.4.I - Valori di C<sub>e</sub> per diverse Classi di esposizione:**

TOPOGRAFIA	DESCRIZIONE	C <sub>e</sub>
Battuta dai Venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati senza costruzioni o alberi più alti.	0,90
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,00
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o accerchiata da costruzioni o alberi più alti.	1,10
- Tabella 3.4.II - Valori del coefficiente di Forma:**

Coefficiente di Forma	0 < α < 30°	30° < α < 60°	α > 60°	α° = 0
μ <sub>r1</sub>	0,80	0,80(60 - α)/30	0,00	
- Tipo Copertura:** Includes options for 'Ad una Falda', 'a due Falde', 'Con Parapetto', and 'Senza Parapetto'. A diagram shows a roof with slope α and coefficient μ<sub>r1</sub>.

Figura 17 – Carico da Neve

### 6.5.6.3. Carico da Vento

Selezionando il pulsante “Modifica carico da Vento”, si attiva la seguente finestra di dialogo che consente velocemente di determinare la formula da utilizzare per il carico da Vento ed il relativo valore in kN/mq (in base a quanto indicato dalla normativa), a seconda dell’altezza sul livello del mare, della Zona, del coefficiente di esposizione e del coefficiente di Forma.

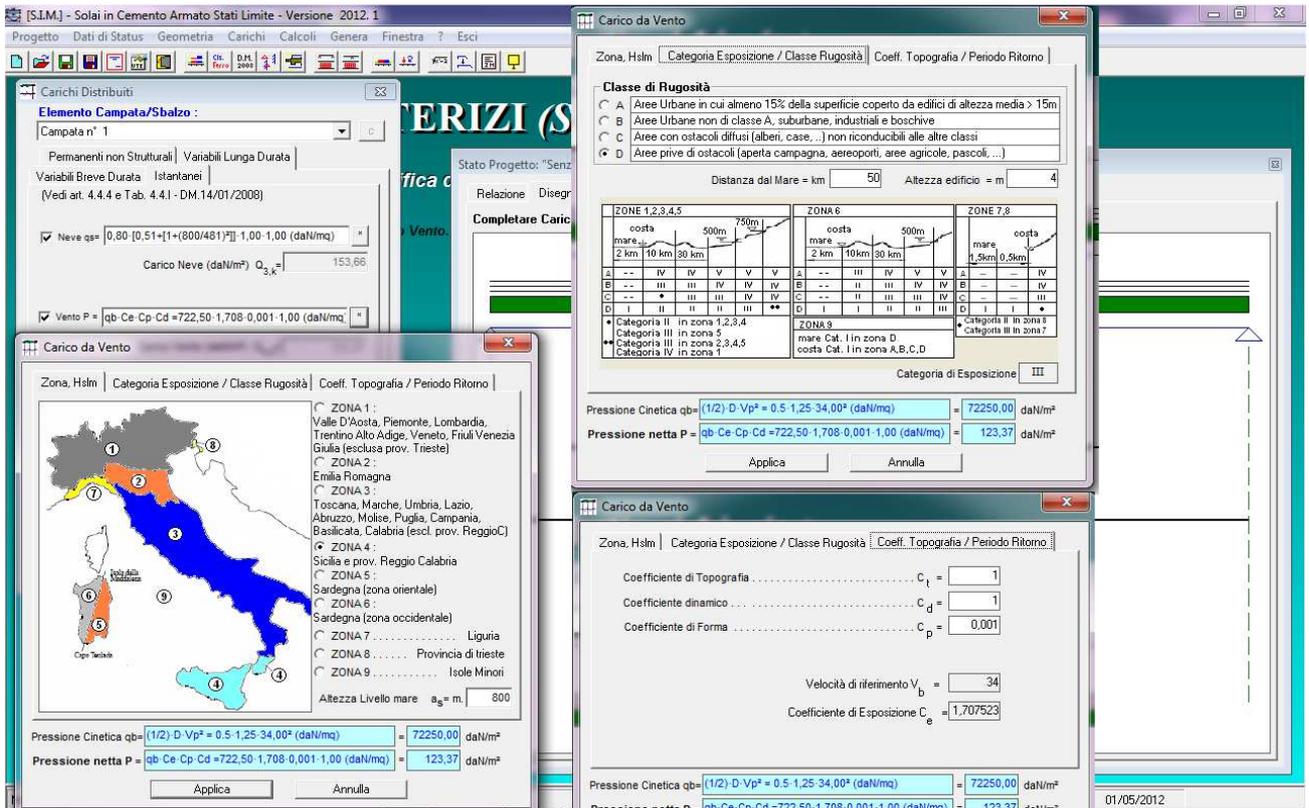


Figura 18 – Carico da Vento

#### 6.5.6.4. Carichi concentrati

Selezionando tale comando appare una finestra di dialogo che, consente di inserire, modificare, eliminare, i carichi concentrati (forze e coppie) applicati lungo lo sviluppo delle campate o degli sbalzi per ciascuna condizione di carico.

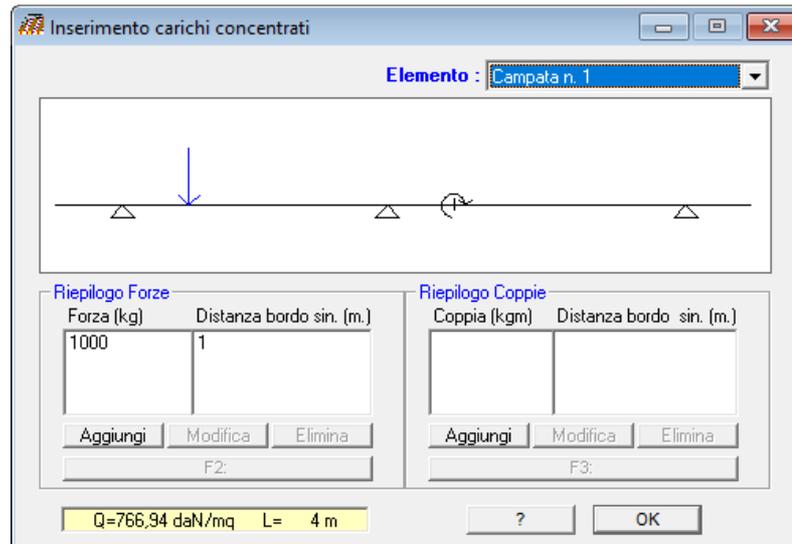


Figura 19 - Carichi concentrati

Si precisa che per ciascuna forza e/o coppia bisogna fornire al programma l'intensità della stessa e la distanza dall'estremo sinistro dell'elemento.

## 7. Calcoli

Dopo aver inserito i dati relativi al solaio, ed ai carichi ad esso applicati, il software consente di avviare le procedure relative al calcolo dello stesso.

Dal menu calcoli è possibile selezionare i seguenti comandi:

### 7.1. Combinazioni di Carico

Subito dopo aver inserito i carichi distribuiti nei vari elementi del solaio, il software in automatico, genera tutte le possibili combinazioni di carico che ingenerano le massime sollecitazioni nei vari elementi del solaio (vedasi appendice B – Combinazioni di Carico).

Selezionando il menu “Calcoli” -> “Combinazioni di Carico”, se si desidera è possibile visualizzare e/o modificare le C.C. generate in automatico dal software, ed eventualmente aggiungere ulteriori c.c. che si ritengono necessarie.

Elemento	Combinazione di Carico x SLU	Q (daN/mq)
Campata N. 1	$1,30 \cdot 293,28 + 1,50 \cdot 120,00 + 1,50 \cdot [153,66 + 0,70 \cdot 200,00]$	1001,75
Campata N. 2	$1,00 \cdot 293,28 + 0,80 \cdot 120,00$	389,28
Sbalzo SX	$1,00 \cdot 244,96 + 0,80 \cdot 160,00$	372,96
Sbalzo DX	$1,30 \cdot 244,96 + 1,50 \cdot 160,00 + 1,50 \cdot [400,00 + 0,50 \cdot 153,66]$	1273,69

Figura 20 – Combinazioni di Carico

## 7.2. Esegui Calcolo

Selezionando il menu “Calcoli” – “Esegui Calcolo” il software procede con il calcolo delle armature ed esegue la verifica allo stato limite.

I risultati di tale calcolo vengono immediatamente visualizzati nella finestra di dialogo “Relazione di Calcolo”.

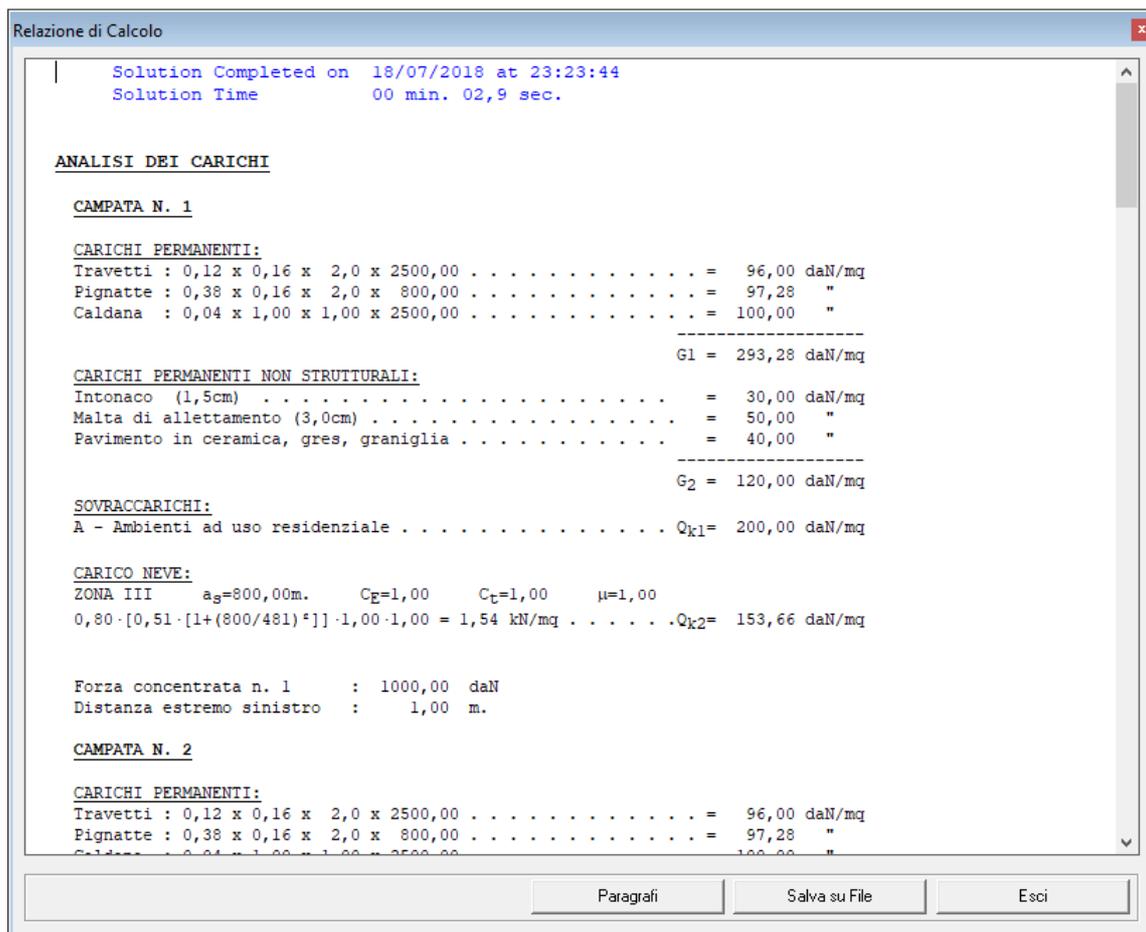
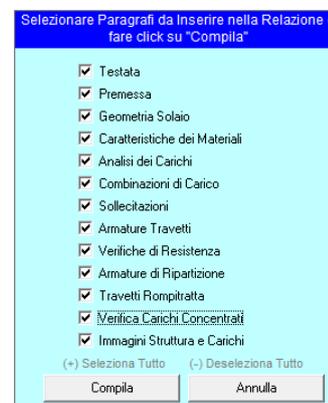


Figura 21 – Risultati del Calcolo - relazione

In tale finestra di dialogo, facendo click sul pulsante “paragrafi” è possibile selezionare le parti della relazione che si desiderano visualizzare, (Testata, Premessa, Geometria Solaio, Caratteristiche Materiali, Analisi dei Carichi, Combinazioni di Carico, Sollecitazioni, Verifiche di Resistenza, etc.).



Se attiva la finestra di dialogo relativa alla Geometria del solaio con selezionato uno dei pulsanti relativi ai grafici di Momento e/o Taglio, non appena si avviano i calcoli il software aggiorna immediatamente tale grafico. In particolare, se è selezionato il pulsante relativo a: “Armature e Momento Resistente” è possibile visualizzare il disegno dei ferri e dei momenti flettenti e resistenti allo SLU, che forniscono una immediata lettura dei risultati della verifica.

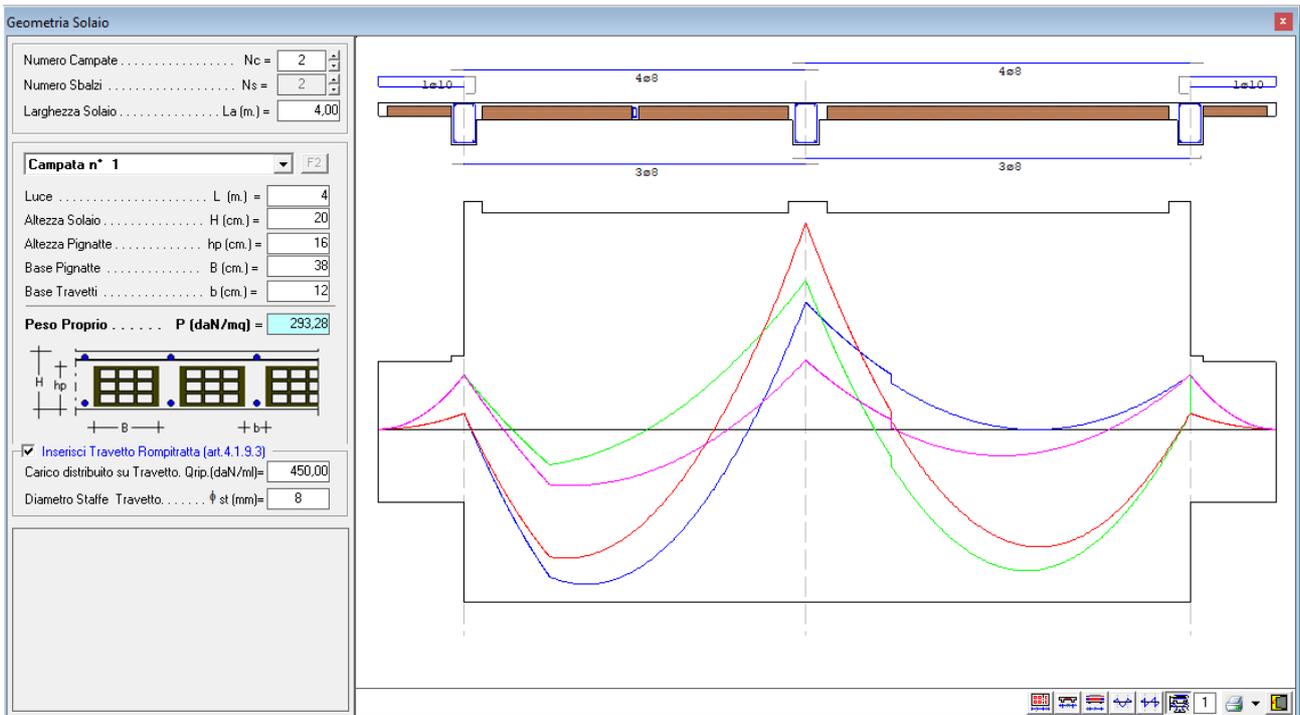
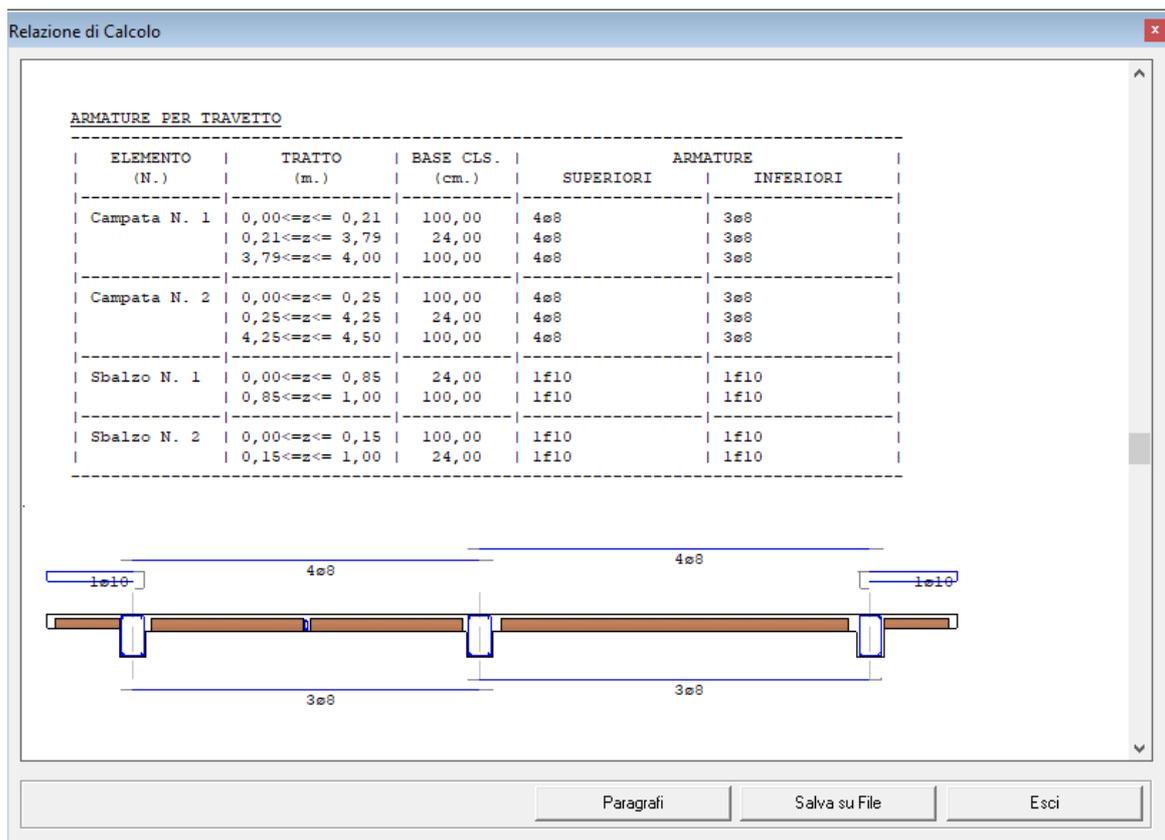


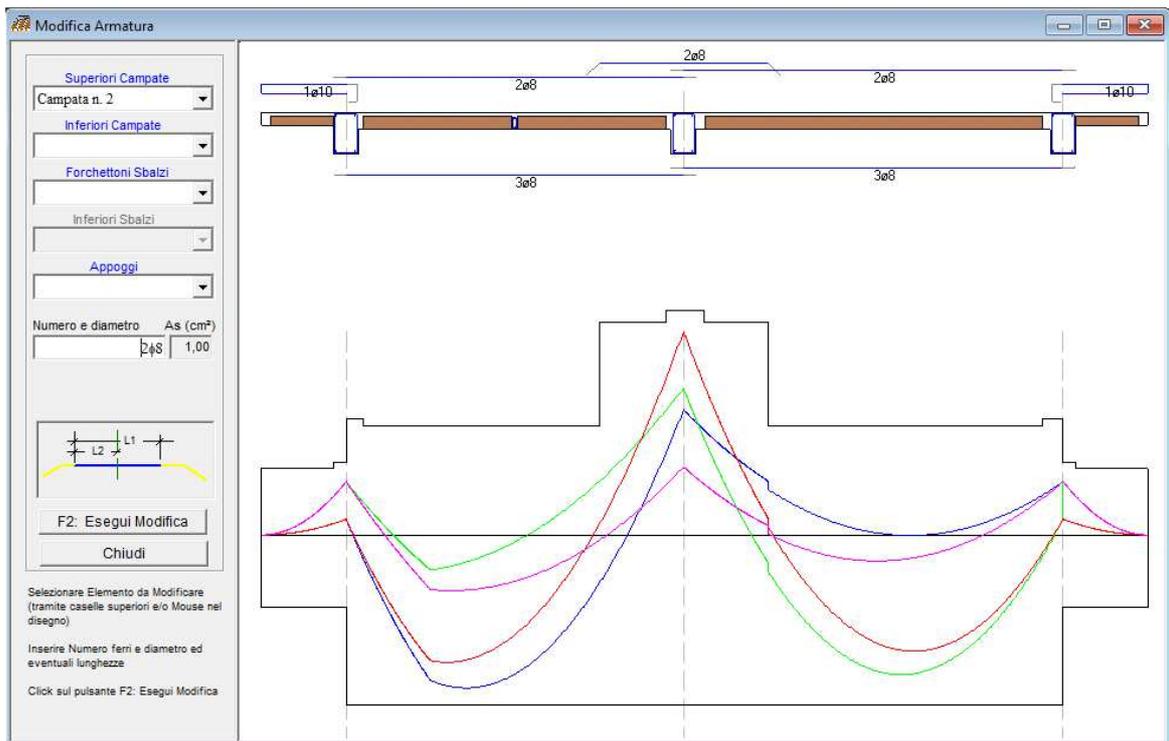
Figura 22 – Risultati di Calcolo - grafici

### 7.3. Modifica Ferri

L'opzione "Calcoli – Modifica Ferri" , apre una finestra di dialogo che consente all'utente di modificare i ferri determinati dal programma.



**Figura 23** – Armature Determinate dal Programma



**Figura 24 – Armature Inserite dall’Utente**

Specificate le nuove armature, desiderate dall’utente, e selezionando il pulsante “F2: esegui modifica”, il programma riavvia immediatamente la verifica e mostra i relativi risultati.

## 8. Genera

Il comando genera consente di attivare il menu a discesa da cui è possibile selezionare i sottocomandi “genera relazione” e “genera esecutivi di cantiere”, i quali consentono rispettivamente di stampare la relazione di calcolo ed i disegni del solaio e dei ferri necessari in cantiere.

### 8.1. Relazione

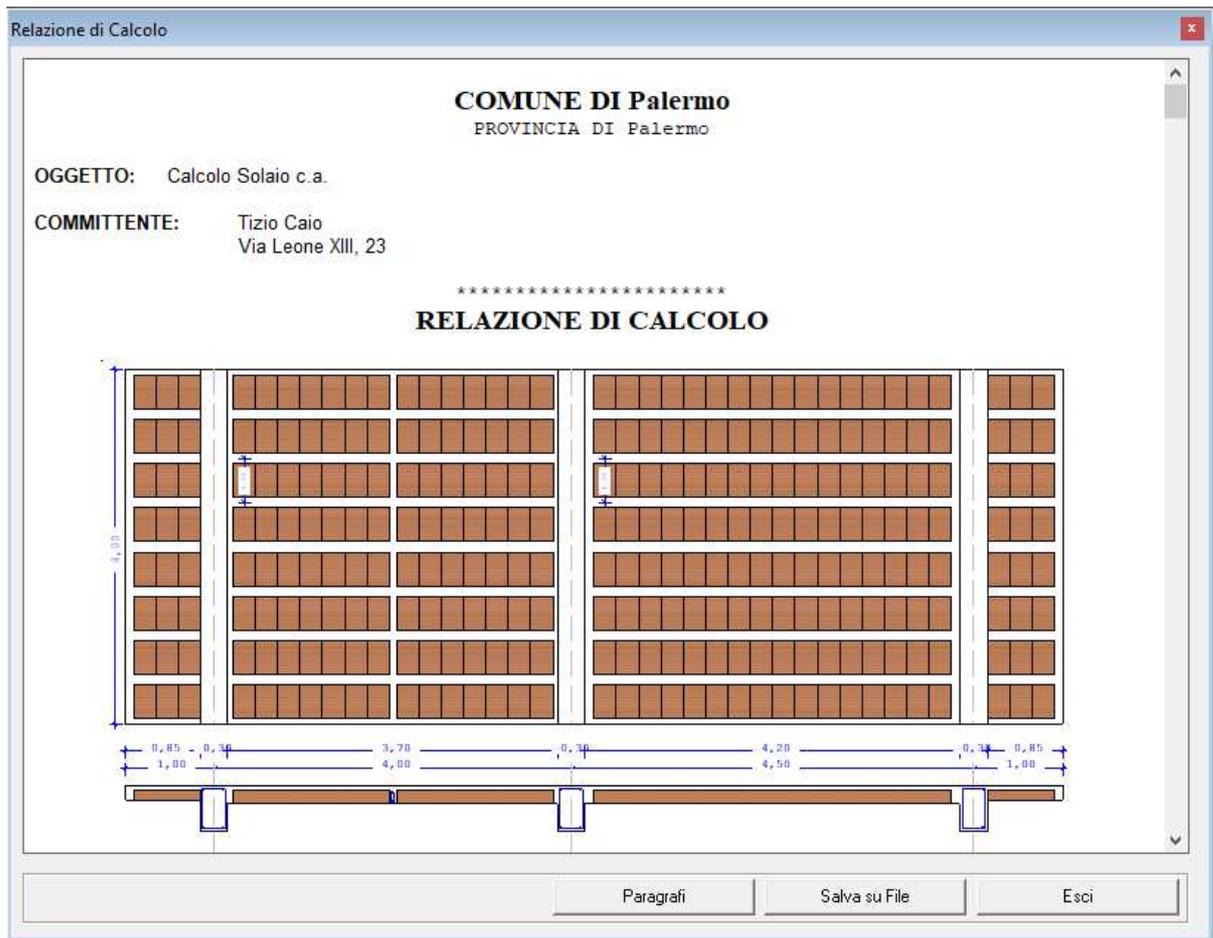
Selezionando tale comando, si attiva una finestra di dialogo in cui è possibile selezionare:

- Il contenuto della relazione,
  1. Testata
  2. Premessa
  3. Geometria Solaio
  4. Caratteristiche dei materiali
  5. Analisi dei Carichi
  6. Combinazioni di carico
  7. Sollecitazioni
  8. Armature travetti
  9. Verifiche di resistenza
  10. Armature di ripartizione
  11. Travetti rompitratta
  12. Verifica Carichi Concentrati
  13. Immagini



Ad es. nel caso in cui si desidera solo la stampa dei dati del solaio bisogna attivare solo l’opzione 3.

Selezionando il comando “Compila” verrà mostrata a video l’anteprima della relazione, con evidenziate eventuali verifiche non soddisfatte.



Selezionando il comando “Salva su File” verrà chiesto il nome del file (formato Word) in cui salvare la relazione di calcolo.

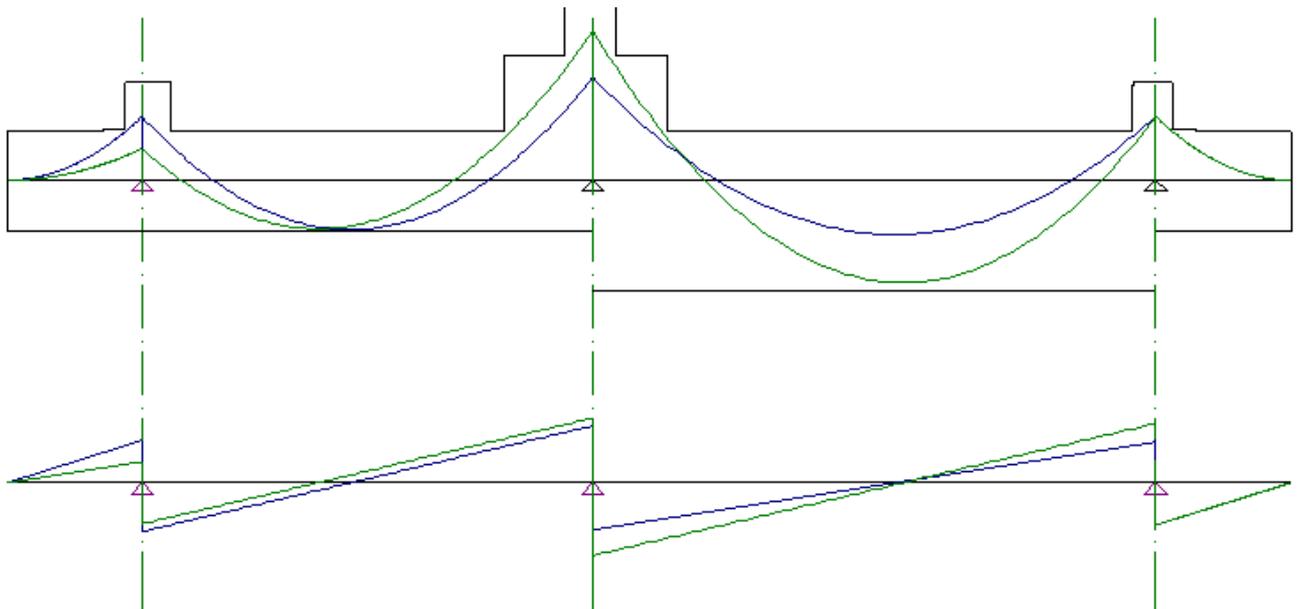
## 8.2. Esecutivi di cantiere

Selezionando il comando “Genera” -> “Esecutivi di cantiere”, il programma, collegandosi al programma “SIM-CAD” (che nella versione 1 è FreeWare), genera il disegno di:

- Diagramma Momento flettente e resistente
- Diagramma Taglio
- Pianta solaio
- Armature per travetto
- Sezione trasversale solaio.

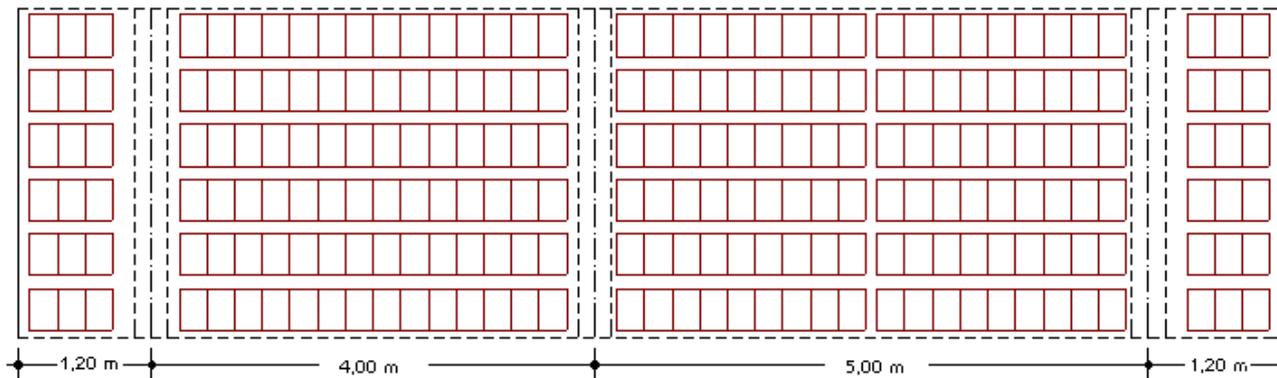
Ciò è ovviamente possibile, se l'utente possiede il programma “SIM-CAD”.

E' ovvio che una volta avviato SIM-CAD, l'utente può effettuare tutte le modifiche che desidera al disegno creato dal programma. Ad es. se si vuole stampare il disegno con una scala diversa da "1=1" è opportuno modificare le scritte adiacenti i diagrammi.



**Figura 25** - Diagrammi  $M(z)$ ,  $M_{res}$ ,  $T(z)$ , in SIM-CAD

**PIANTA SOLAIO**



**SEZIONE TRASVERSALE**

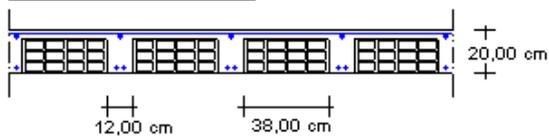


Figura 26 - Pianta solaio e sezione in SIM-CAD

**ARMATURE PER TRAVETTO**

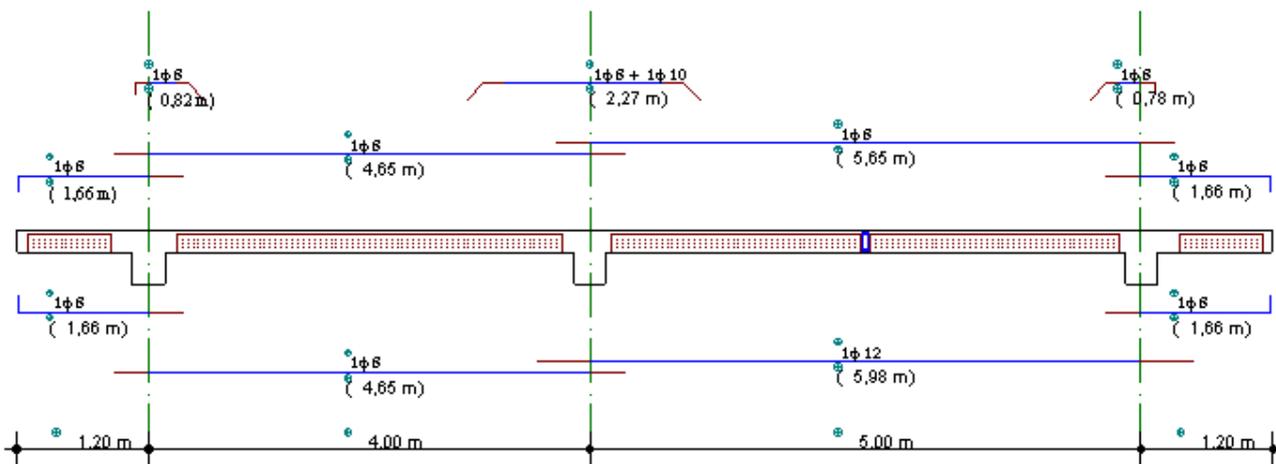


Figura 27 - Armature per travetto in SIM-CAD

## 9. Gestione errori

Nei casi in cui le dimensioni del solaio non sono sufficienti o i carichi sono eccessivi, ecc., il programma si blocca e dopo aver fornito le indicazioni relative al tipo di errore che si è commesso ritorna il controllo al menù principale.

In generale, quando si commette un errore, il programma avvia un messaggio a video che indica il tipo di errore e fornisce delle indicazioni su come procedere per evitare l'errore.

Nel seguito sono riportate alcune delle regole che è necessario rispettare affinché il programma non generi errori:

- L'altezza delle pignatte deve essere minore dell'altezza del solaio, (l'altezza del solaio è pari all'altezza delle pignatte più lo spessore della caldana);
- Se la soletta è piena, la base dei travetti deve essere pari a 100 cm. Il programma provvede ad assegnare  $b=100\text{cm}$  qualora tale valore non viene inserito.
- Se una campata del solaio o uno sbalzo sono delle solette piene, bisogna inserire valore nullo sia nella base che nell'altezza delle pignatte.
- I tipi di ferri utilizzati devono avere un diametro crescente

## 10. Appendice A – Richiami Normativi

### 10.1. Valutazione della Sicurezza ( §. 2.3 )

Nel seguito sono riportati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità di cui al Capitolo 12.

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto  $R_d$ , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono ( $X_d$ ) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate ( $a_d$ ), con il corrispondente valore di progetto della domanda  $E_d$ , funzione dei valori di progetto delle azioni ( $F_d$ ) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d \quad [2.2.1]$$

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale  $X_d$  è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5 % della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione:  $X_d = X_k/\gamma_M$ , essendo  $\gamma_M$  il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura  $F_d$  è ottenuto dal suo valore caratteristico  $F_k$ , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione:  $F_d = \gamma_F F_k$  essendo  $\gamma_F$  il fattore parziale relativo alle azioni. Nel caso di concomitanza di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione  $\psi_0 F_k$ , ove  $\psi_0 \leq 1$  è un opportuno coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

Per grandezze caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10, oppure per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare i valori nominali, coincidenti con i valori medi.

I valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei materiali sono definiti nel Capitolo 11. Per la sicurezza delle opere e dei sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato ( $C_d$ ), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni ( $E_d$ ), attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d \quad [2.2.2]$$

## 10.2. Azioni sulle costruzioni ( §. 2.5 )

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

### 10.2.1. Classificazione azioni in base al modo di esplicarsi (Art. 2.5.1.1)

- a) dirette: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;
- b) indirette: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincolo, ecc.
- c) degrado:
- endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;
  - esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

### 10.2.2. Classificazione azioni secondo la risposta strutturale (§. 2.5.1.2)

- a) statiche: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;
- b) pseudo statiche: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;
- c) dinamiche: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

### 10.2.3. Classificazione azioni - variazione intensità nel tempo (§. 2.5.1.3)

- a) permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:
- peso proprio di tutti gli elementi strutturali;*
  - peso proprio del terreno, quando pertinente;*
  - forze indotte dal terreno* (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
  - forze risultanti dalla pressione dell'acqua* (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
- );
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( G2 );
  - spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
  - presollecitazione (P).

- b) variabili ( Q ): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:
- sovraccarichi;
  - azioni del vento;
  - azioni della neve;
  - urti e impatti;
- c) eccezionali ( A ): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
- incendi;*
- esplosioni;*
- urti ed impatti;*
- d) sismiche ( E ): azioni derivanti dai terremoti.

#### 10.2.4. Caratterizzazione delle Azioni Elementari (§. 2.5.2)

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura  $F_d$  è ottenuto dal suo valore caratteristico  $F_k$ , come indicato nel §2.3.

In accordo con le definizioni del §2.3, il valore caratteristico  $G_k$  di azioni permanenti caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10 si può assumere coincidente con il valore medio.

Nel caso di azioni variabili caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno. Per le azioni ambientali (neve, vento, temperatura) il periodo di ritorno è posto uguale a 50 anni, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 2% su base annua; per le azioni da traffico sui ponti stradali il periodo di ritorno è convenzionalmente assunto pari a 1000 anni. Nella definizione delle combinazioni delle azioni, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili di diversa natura che possono agire contemporaneamente:  $Q_{k1}$  rappresenta l'azione variabile di base e  $Q_{k2}, Q_{k3}, \dots$  le azioni variabili d'accompagnamento, che possono agire contemporaneamente a quella di base.

Con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente  $\Psi_{2j} \times Q_{kj}$ : il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale alla media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente  $\Psi_{1j} \times Q_{kj}$ : il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità;

- valore di combinazione  $\psi_{0j} \times Q_{kj}$ : il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

Nel caso in cui la caratterizzazione probabilistica dell'azione considerata non sia disponibile, ad essa può essere attribuito il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

La Tab. 2.5.I riporta i coefficienti di combinazione da adottarsi per gli edifici civili e industriali di tipo corrente.

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile		$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A	Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B	Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C	Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D	Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H	Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I	Coperture praticabili	Da valutarsi caso per caso		
Categoria K	Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento		0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)		0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)		0,7	0,5	0,2
Variazioni Termiche		0,6	0,5	0,0

### 10.2.5. Combinazioni delle Azioni (§. 2.5.3)

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Qk1 + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Qk2 + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Qk3 + \dots \quad (1)$$

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi_{02} \cdot Qk2 + \psi_{03} \cdot Qk3 + \dots \quad (2)$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G1 + G2 + P + \psi_{11} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \psi_{23} \cdot Qk3 + \dots \quad (3)$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \psi_{23} \cdot Qk3 + \dots (4)$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \dots (5)$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6):

$$G1 + G2 + P + Ad + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \dots (6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G2$ .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  sono dati nel § 2.6.1.

### 10.2.6. Azioni nelle verifiche agli stati limite ( §. 2.6 )

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3.

### 10.2.7. Stati Limite Ultimi ( §. 2.6.1. )

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

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

Fatte salve tutte le prescrizioni fornite nei capitoli successivi delle presenti norme, la Tabella 2.6.I, riporta i valori dei coefficienti parziali  $\gamma_F$  da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna EQU della Tabella 2.6.I.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nell'**Approccio I**, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni ( $\gamma_F$ ), per la resistenza dei materiali ( $\gamma_M$ ) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema ( $\gamma_R$ ).

Nella *Combinazione 1 dell'Approccio 1*, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I.

Nella *Combinazione 2 dell'Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A2.

In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento

strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

Nell'**Approccio 2** si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni ( $\gamma_F$ ), per la resistenza dei materiali ( $\gamma_M$ ) e, eventualmente, per la resistenza globale ( $\gamma_R$ ). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1.

I coefficienti  $\gamma_M$  e  $\gamma_R$  sono definiti nei capitoli successivi.

**Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_P = 1,0$ .

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

### 10.2.8. Stati Limite di esercizio ( §. 2.6.2. )

Le verifiche agli stati limite di esercizio riguardano le voci riportate al § 2.2.2.

Nel Cap. 4, per le condizioni non sismiche, e nel Cap. 7, per le condizioni sismiche, sono date specifiche indicazioni sulle verifiche in questione, con riferimento ai diversi materiali strutturali.

### 10.2.9. Azioni sulle costruzioni – Opere civili ed industriali ( §. 3.1 )

Nel presente paragrafo vengono definiti i carichi, nominali e/o caratteristici, relativi a costruzioni per uso civile o industriale. La descrizione e la definizione dei carichi devono essere espressamente indicate negli elaborati progettuali.

I carichi sono in genere da considerare come applicati staticamente, salvo casi particolari in cui gli effetti dinamici devono essere debitamente valutati. Oltre che nella situazione definitiva d'uso, si devono considerare le azioni agenti in tutte le fasi esecutive della costruzione.

### 10.2.10. Pesi Propri dei Materiali strutturali ( §. 3.1.2 )

Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione. Per i materiali più comuni possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.I.

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.I.

*Tabella 3.1.I - Pesi dell'unità di volume dei principali materiali*

<b>Conglomerati cementiti e malte</b>	
<b>MATERIALE</b>	<b>PESO kN/m<sup>3</sup></b>
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Conglomerati "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 - 20,0
Conglomerati "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 - 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0

<b>Metalli e Leghe</b>	
<b>MATERIALE</b>	<b>PESO kN/m<sup>3</sup></b>
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0

<b>Materiale Lapideo</b>	
<b>MATERIALE</b>	<b>PESO kN/m<sup>3</sup></b>
Tufo Vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0

<b>Legnami</b>	
MATERIALE	PESO kN/m <sup>3</sup>
Conifere e Pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso Pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

Oltre ai suddetti valori riportati nel DM 17/01/2018, solo a scopo di completezza del presente manuale, si riportano inoltre i Pesì per unità di volume indicati nel manuale del CNR 10012/85 "Istruzioni per la valutazione delle Azioni sulle costruzioni" con riferimento al frattile di ordine 95%:

<b>Metalli</b>	
MATERIALE	PESO kN/m <sup>3</sup>
Acciaio	79,5
Alluminio	28,5
Alluminio (leghe di)	27,5
Bronzo (con piombo)	94,0
Bronzo (con alluminio)	80,0
Ghisa	73,5
Magnesio	20,0
Nichel	90,0
Ottone a due componenti	90,0
Ottone con piombo	86,0
Piombo	115,0
Rame	90,0
Stagno	71,0
Zinco (fuso)	67,0
Zinco (laminato)	72,0

<b>Mattoni</b>	
MATERIALE	PESO kN/m <sup>3</sup>
Mattoni pieni	19,0
Mattoni forati (indicando con $\phi$ la percentuale di vuoti e posto $k=(100-\phi)/100$ )	K*19,0

<b>Legnami</b>	
MATERIALE	PESO kN/m <sup>3</sup>
Pioppo	5,0
Abete, douglas, mogano, pino	6,0
Castagno, Olmo	7,0
Frassino, larice, noce, teck, pino pece	8,0
Eucalipto, Faggio, Rovere	9,0
Ipè, olivo	10,0

<b>Elementi costruttivi</b>	
<b>MATERIALE</b>	<b>PESO kN/m<sup>3</sup></b>
Manto impermeabilizzante di asfalto e simili	0,30 – 0,80
Tegole (embrici e coppi)	0,40 – 0,60
Sottotegole di tavelloni forati (spessore 3-4cm)	0,35
Lamiere di acciaio ondulate o nervate	0,12
Lamiere di alluminio ondulate o nervate	0,05
Pavimentazioni in Gomma, linoleum o simili	0,10
Parquet di legno	0,25
Pavimentazioni in ceramica o gres (2 cm)	0,40
Pavimentazioni in marmo (3 cm)	0,80

### **10.2.11. Carichi permanenti non strutturali ( §. 3.1.3 )**

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali non strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti non strutturali della costruzione. I pesi dell'unità di volume dei materiali non strutturali possono essere ricavati dalla Tab. 3.1.I, oppure da specifiche indagini sperimentali o da normative o da documenti di comprovata validità, trattando i valori nominali come valori caratteristici.

In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti non strutturali potranno assumersi, per le verifiche d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni.

I tramezzi e gli impianti leggeri degli edifici per abitazioni e per uffici potranno assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale. Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e per uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente uniformemente distribuito  $g_2$ , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito  $g_2$  potrà essere correlato al peso proprio per unità di lunghezza

$G_2$  delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con  $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$ :  $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}$  ;
- per elementi divisori con  $1,00 < G \leq 2,00 \text{ kN/m}$ :  $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}$  ;
- per elementi divisori con  $2,00 < G \leq 3,00 \text{ kN/m}$ :  $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}$  ;
- per elementi divisori con  $3,00 < G \leq 4,00 \text{ kN/m}$ :  $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}$  ;
- per elementi divisori con  $4,00 < G \leq 5,00 \text{ kN/m}$ :  $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}$  .

Elementi divisori interni con peso proprio maggiore di  $5,00 \text{ kN/m}$  devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

## 10.2.12. Sovraccarichi ( §. 3.1.4 )

I sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti       $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>],
- carichi verticali concentrati                       $Q_k$  [kN].
- carichi orizzontali lineari                          $H_k$  [kN/m]

I valori nominali e/o caratteristici  $q_k$ ,  $Q_k$  ed  $H_k$  sono riportati nella Tab. 3.1.II. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di rilevanti amplificazioni dinamiche della risposta delle strutture.

**Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie d'uso delle costruzioni**

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
	<b>Ambienti ad uso commerciale</b>			
D	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
	<b>Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale</b>			
E	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	$\geq 6,00$	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
	<b>Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)</b>			
F-G	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di 5,00                      2 x 50,00                      1,00**		
	<b>Coperture</b>			
H-I-K	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.  
\*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

I valori riportati nella Tab. 3.1.II sono riferiti a condizioni di uso corrente delle rispettive categorie. Altri regolamenti potranno imporre valori superiori, in relazione ad esigenze specifiche.

In presenza di carichi atipici (quali macchinari, serbatoi, depositi interni, impianti, ecc.) le intensità devono essere valutate caso per caso, in funzione dei massimi prevedibili: tali valori dovranno essere indicati esplicitamente nelle documentazioni di progetto e di collaudo statico.

## 10.2.13. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (§. 4.1.2)

### 10.2.13.1. Resistenze di Progetto dei materiali (§. 4.1.2.1.1)

In accordo con il Cap. 11, le resistenze di progetto  $f_d$  indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

dove:

$f_k$  sono le resistenze caratteristiche del materiale;

$\gamma_M$  sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

### 10.2.13.2. Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione,  $f_{cd}$ , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (4.1.3)$$

dove:

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

$f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente  $\gamma_c$  è pari ad 1,5; Il coefficiente  $\alpha_{cc}$  è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a  $0,80f_{cd}$ .

Il coefficiente  $\gamma_c$  può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.8.3.

### 10.2.13.3. Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo

La resistenza di calcolo a trazione,  $f_{ctd}$ , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \quad (4.1.4)$$

dove:

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo già definito al § 4.1.2.1.1.1;

$f_{ctk}$  è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo (§ 11.2.10.2).

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a trazione va ridotta a  $0,80f_{ctd}$ .

Il coefficiente  $\gamma_c$  può essere ridotto, da 1,5 a 1,4 nei casi specificati al § 4.1.2.1.1.1.

#### 10.2.13.4. Resistenza di progetto dell'acciaio

La resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd}$  è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (4.1.5)$$

dove:

$\gamma_s$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

$f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (v. § 11.3.2), per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di rodotta, da  $f_{pyk}$  (barre),  $f_{p(0,1)k}$  (fili),  $p(1)k$  f (trefoli e trecce); si veda in proposito la Tab. 11.3.VII.

Il coefficiente  $\gamma_s$  assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

#### 10.2.13.5. Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo  $f_{bd}$  vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c \quad (4.1.6)$$

dove:

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

$f_{bk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} \quad (4.1.7)$$

in cui

$\eta_1 = 1,0$  in condizioni di buona aderenza

$\eta_1 = 0,7$  in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti

$\eta_2 = 1,0$  per barre di diametro  $\phi \leq 32$  mm

$\eta_2 = (132 - \phi)/100$  per barre di diametro superiore.

La lunghezza di ancoraggio di progetto e la lunghezza di sovrapposizione sono influenzate dalla forma delle barre, dal copriferro, dall'effetto di confinamento dell'armatura trasversale, dalla presenza di barre trasversali saldate, dalla pressione trasversale lungo la lunghezza di ancoraggio e dalla percentuale di armatura sovrapposta rispetto all'armatura totale. Per le regole di dettaglio da adottare si potrà fare utile riferimento alla sezione 8 di UNI EN 1992-1-1:2015

#### 10.2.13.6. Diagrammi di progetto dei materiali (art. 4.1.2.1.2)

#### 4.1.2.1.2.1 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo  $f_{cd}$  ed alla deformazione ultima  $\epsilon_{cu}$ .

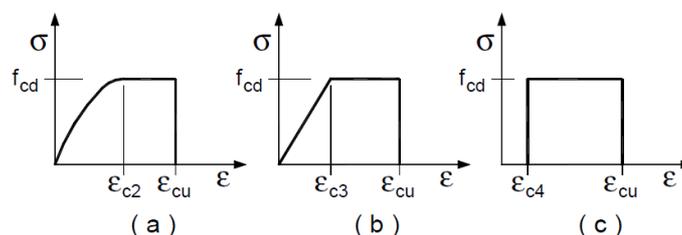


Figura 4.1.1 – Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo

In Fig. 4.1.1 sono rappresentati i modelli  $\sigma$  -  $\epsilon$  per il calcestruzzo:

(a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block).

In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\epsilon_{c2} = 0,20\% \quad \epsilon_{cu} = 0,35\%$$

$$\epsilon_{c3} = 0,175\% \quad \epsilon_{c4} = 0,07\%$$

Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si può porre:

$$\epsilon_{c2} = 0,20\% + 0,0085\%(f_{ck} - 50)^{0,53}$$

$$\epsilon_{cu} = 0,26\% + 3,5\% [(90 - f_{ck}) / 100]^4$$

$$\epsilon_{c3} = 0,175\% + 0,055\% [(f_{ck} - 50) / 40]$$

$$\epsilon_{c4} = 0,2 \cdot \epsilon_{cu}$$

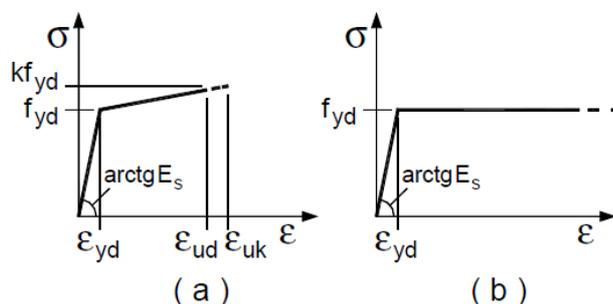
purché si adottino opportune limitazioni quando si usa il modello (c).

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima a rottura il valore  $\epsilon_{c2}$  anziché  $\epsilon_{cu}$ .

#### 4.1.2.1.2.2 Diagrammi di progetto tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di progetto della tensione di snervamento  $f_{yd}$  ed al rapporto di sovrarresistenza  $k = (f_t / f_y) k$  (Tab. 11.3.Ia-b).

In Fig. 4.1.3 sono rappresentati i modelli  $\sigma$  -  $\epsilon$  per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.



#### 4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  di cui al § 4.1.2.1.2.

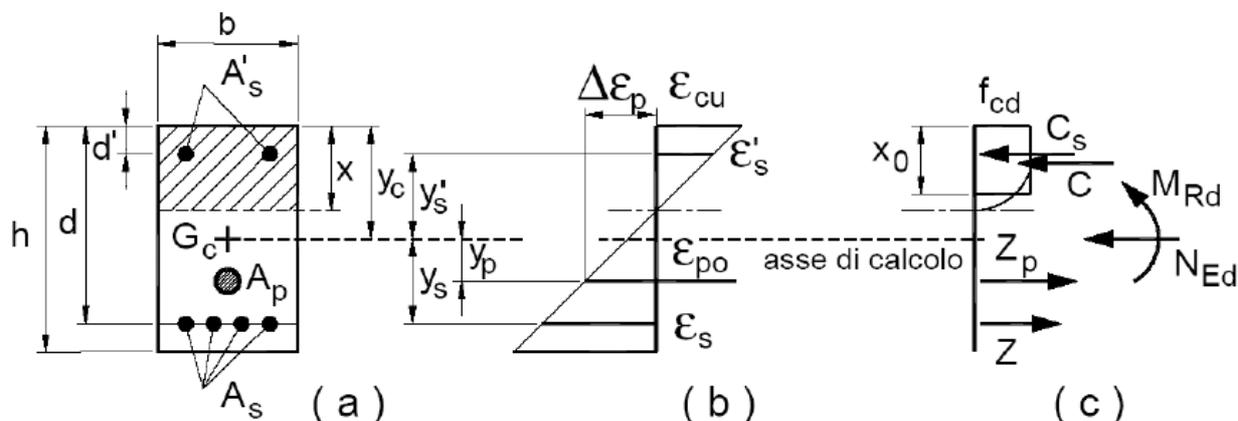


Fig. 4.1.4 Sezione pressoinflessa

assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli  $\sigma$  -  $\epsilon$  di cui nei punti precedenti, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad (4.1.18a)$$

dove

$M_{Rd}$  è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$N_{Ed}$  è il valore di progetto della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

$M_{Ed}$  è il valore di progetto della componente flettente dell'azione.

**10.2.13.7. Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti (§. 4.1.2.3.5)**

Senza escludere la possibilità di specifici studi, per la valutazione delle resistenze ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglianti e delle resistenze ultime per punzonamento, si deve considerare quanto segue.

*4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio*

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.22)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \} \cdot b_w \cdot d ; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \} \quad (4.1.23)$$

con

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = NEd/A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );  
 $b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in cemento armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a  $f_{ctd}$ ) la resistenza può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$VRd = 0,7 \cdot b_w \cdot d \cdot (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad (4.1.24)$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a  $45^\circ$ . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

#### 4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio  $VRd$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.25)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$VRd \geq VEd \quad (4.1.26)$$

dove  $VEd$  è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.27)$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad (4.1.28)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$VRd = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.29)$$

dove  $d$ ,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

$A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );

$\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a

1	per membrane non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Le armature longitudinali devono essere dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di

$$a_l = 0,9 \cdot d \cdot \text{ctg } \theta / 2 \quad (4.1.30)$$

## 10.2.14. Verifica agli Stati Limite di Esercizio (§ 4.1.2.2)

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- Deformazione;
- Vibrazione;
- fessurazione;
- tensioni di esercizio;
- fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità, per la quale sono definite regole specifiche nei punti seguenti.

### 10.2.14.1. Stato Limite di Fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- a) stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = f_{ctm}/1,2 \quad (4.1.13)$$

dove  $f_{ctm}$  è definito nel § 11.2.10.2;

- c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

### 10.2.14.2. Combinazioni di azioni (§ 4.1.2.2.4.1)

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

### 10.2.14.3. Condizioni ambientali ( § 4.1.2.2.4.2)

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016 .

Tab. 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

### 10.2.14.4. Sensibilità delle armature alla corrosione ( § 4.1.2.2.4.3)

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili, si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione sulla base di documenti di comprovata validità.

### 10.2.14.5. Scelta degli stati limite di fessurazione ( § 4.1.2.2.4.4)

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

$w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore  $w_k$  è definito al § 4.1.2.2.4.5.

#### 10.2.14.6. Verifica dello stato limite di fessurazione (art. 4.1.2.2.4.5)

##### *Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure*

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

##### *Stato limite di apertura delle fessure*

Il valore caratteristico di apertura delle fessure ( $w_k$ ) non deve superare i valori nominali  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

L'ampiezza caratteristica delle fessure  $w_k$  è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\epsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad (4.1.14)$$

Per il calcolo di  $\epsilon_{sm}$  e  $\Delta_{sm}$  vanno utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

## 11. Appendice B – Combinazioni di Carico per Solai

Ai fini delle verifiche degli stati limite, secondo quanto indicato dalla normativa, in generale le condizioni di carico da considerare, sono quelle derivanti dall'applicazione della formula:

$$q = \gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma Q \cdot Qk1 + \gamma Q \cdot \Sigma(\psi 0i \cdot Qki) \quad (i=2,p) \quad (1)$$

in cui:

G1 = Carico Permanente (Peso Proprio)

G2 = Carico Permanente non Strutturale

Qk = Carichi variabili

p = Numero complessivo di carichi variabili

Per determinare la condizione di carico che ingenera le massime sollecitazioni su una singola campata di un solaio, si osservi che applicando la (1) si hanno le seguenti “p” Condizioni di Carico:

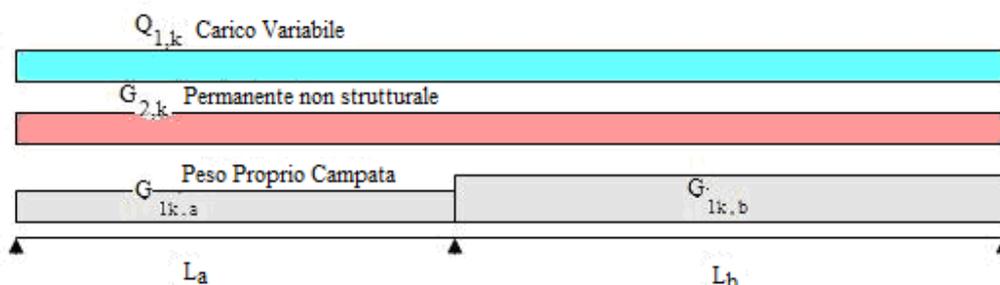
$$\begin{array}{ll} 1 & q1 = \gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma Q \cdot Qk1 + \gamma Q \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + \gamma Q \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \dots + \gamma Q \cdot \psi 0p \cdot Qkp \\ 2 & q2 = \gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma Q \cdot Qk2 + \gamma Q \cdot \psi 01 \cdot Qk1 + \gamma Q \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \dots + \gamma Q \cdot \psi 0p \cdot Qkp \\ 3 & \dots \\ p & qp = \gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma Q \cdot Qkp + \gamma Q \cdot \psi 01 \cdot Qk1 + \gamma Q \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + \dots + \gamma Q \cdot \psi 0p-1 \cdot Qkp-1 \end{array}$$

Nel caso dei solai, poiché le sollecitazioni massime nelle varie campate e/o negli appoggi possono verificarsi al variare del carico complessivo che agisce su ciascuna campata, è necessario considerare diverse condizioni di carico.

A tale scopo si studiano nel seguito diversi tipi di solaio.

### Solaio a 2 Campate con 1 solo carico variabile

Al fine di determinare le possibili combinazioni di carico da considerare nel calcolo di un solaio, si consideri momentaneamente il solaio a due campate riportato nella figura 1., caricato con un solo carico Variabile (Qk) oltre ai carichi permanenti.



**Figura 28 – Solaio a 2 campate**

Indicando con  $G_{1k,a}$  e  $G_{1k,b}$  il peso proprio della struttura di ciascuna campata, con  $G_{2k}$  il peso degli elementi non strutturali permanenti, con  $Q_{1k}$  il carico variabile (di breve durata) costituito dal carico accidentale, le possibili combinazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche possono essere:

**CONDIZIONE I** – Condizione che induce le massime tensioni nell'appoggio centrale

Le massime tensioni nell'appoggio centrale si ottengono caricando entrambe le campate con i carichi variabili, oltre ovviamente ai carichi permanenti.

Dalla (1), i carichi distribuiti complessivi che bisogna considerare sono:

condizione I'

- sulla campata a:  $q_a = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,a} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,a} + \gamma_q \cdot Q_{1k,a}$
- sulla campata b:  $q_b = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,b} + \gamma_q \cdot Q_{1k,b}$

**CONDIZIONE II** – Condizione che induce le massime tensioni nella campata "a"

Le massime tensioni nella campata "a" si ottengono caricando solo la stessa con i carichi variabili, e considerando il solo carico permanente nella campata "b".

Dalla (1), i carichi distribuiti complessivi che bisogna considerare sono:

condizione II'

- sulla campata a:  $q_a = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,a} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,a} + \gamma_q \cdot Q_{1k,a}$
- sulla campata b:  $q_b = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,b}$

CONDIZIONE III – Condizione che induce le massime tensioni nella campata “b”

Analogamente, le massime tensioni nella campata “b” si ottengono caricando solo la stessa con i carichi variabili, e considerando solo i carichi permanenti nella campata “a”.

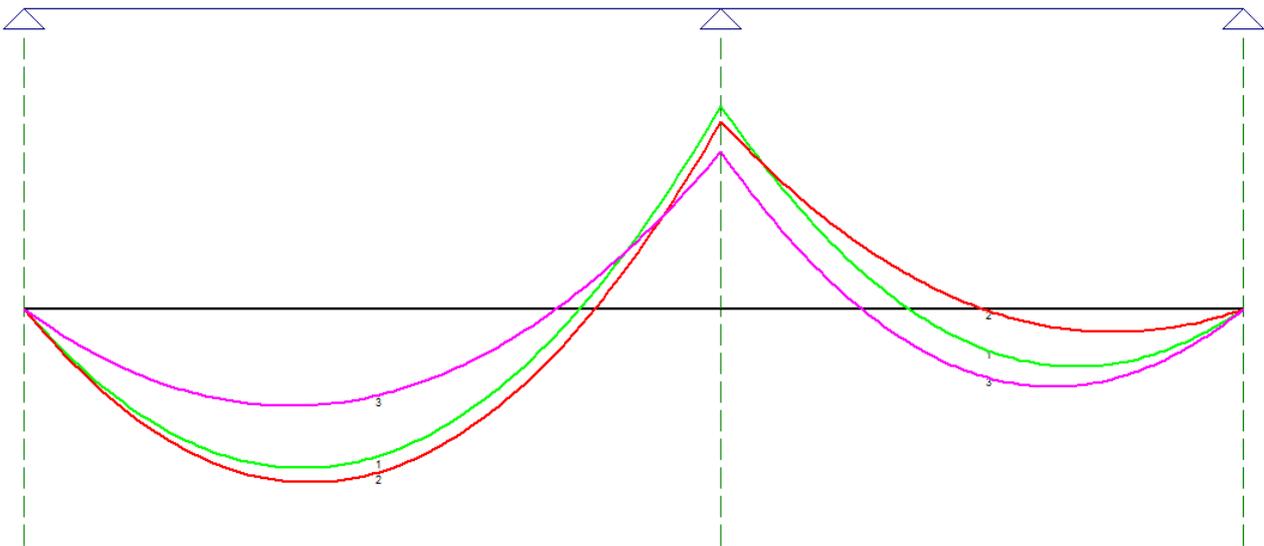
Dalla (1), i carichi distribuiti complessivi che bisogna considerare sono:

condizione III'

- sulla campata a:  $q_a = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,a} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,a}$
- sulla campata b:  $q_b = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,b} + \gamma_q \cdot Q_{1k,b}$

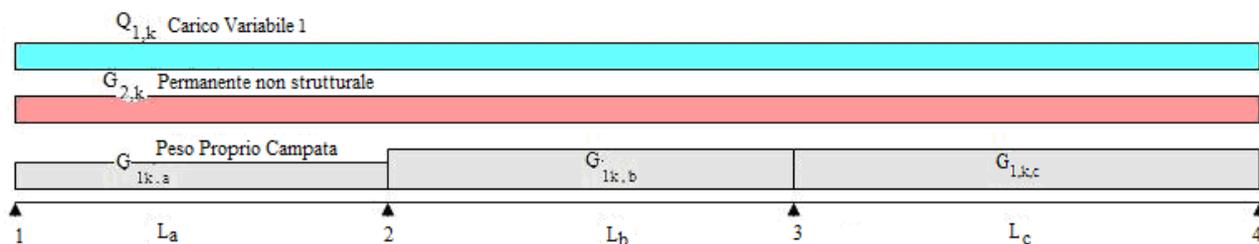
Al solo scopo di verificare quanto sopra, si è studiato un solaio a 2 campate e si sono ottenuti i seguenti diagrammi che confermano quanto sopra.

- La condizione 1 – genera un momento max superiore all'appoggio centrale
- La condizione 2 – genera un momento max inferiore nella campata 1
- La condizione 3 – genera un momento max inferiore nella campata 2



### Solaio a 3 Campate con 1 solo carico variabile

Nel caso di solaio a tre campate, caricato con un solo carico Variabile ( $Q_k$ ) oltre ai carichi permanenti.



**Figura 29 – Solaio a 3 campate**

Indicando con  $G_{1k,a}$ ,  $G_{1k,b}$  e  $G_{1k,c}$  il peso proprio della struttura di ciascuna campata, con  $G_{2k}$  il peso degli elementi non strutturali permanenti, con  $Q_{1k}$  il carico variabile, le possibili combinazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche possono essere:

#### CONDIZIONE I – Condizione di carico complessivo

Considerando che tutti i carichi agiscono contemporaneamente su tutte le campate.

Dalla (1), i carichi distribuiti complessivi che bisogna considerare sono:

- sulla campata a:  $q_a = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,a} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,a} + \gamma_q \cdot Q_{1k,a}$
- sulla campata b:  $q_b = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,b} + \gamma_q \cdot Q_{1k,b}$
- sulla campata c:  $q_c = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,c} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,c} + \gamma_q \cdot Q_{1k,c}$

#### CONDIZIONE II – Condizione che induce le massime tensioni nella campata “a” e nella campata “c” (Campate di n° pari)

Le massime tensioni nella campata “a” e nella campata “c” si ottengono caricando solo le stesse con i carichi variabili, e considerando il solo carico dovuto al peso proprio nella campata “b”.

Dalla (1), i carichi distribuiti complessivi che bisogna considerare sono:

- sulla campata a:  $q_a = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,a} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,a} + \gamma_q \cdot Q_{1k,a}$
- sulla campata b:  $q_b = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,b}$
- sulla campata c:  $q_c = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,c} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,c} + \gamma_q \cdot Q_{1k,c}$

CONDIZIONE III – Condizione che induce le massime tensioni nella campata “b”

Analogamente, le massime tensioni nella campata “b” si ottengono caricando solo la stessa con i carichi variabili, e considerando il solo carico dovuto al peso proprio nelle campate “a” e “c”.

Dalla (1), i carichi distribuiti complessivi che bisogna considerare sono:

- sulla campata a:  $q_a = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,a} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,a}$
- sulla campata b:  $q_b = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,b} + \gamma_q \cdot Q_{1k,b}$
- sulla campata c:  $q_c = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,c} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,c}$

CONDIZIONE IV – Condizione che induce le massime tensioni nell’appoggio “2”

Le massime tensioni nell’appoggio tra la campata “a” e la campata “b” si ottengono caricando solo le campate “a” e “b” con i carichi variabili, e considerando i carichi permanenti su tutte le campate.

Dalla (1), i carichi distribuiti complessivi che bisogna considerare sono:

- sulla campata a:  $q_a = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,a} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,a} + \gamma_q \cdot Q_{1k,a}$
- sulla campata b:  $q_b = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,b} + \gamma_q \cdot Q_{1k,b}$
- sulla campata c:  $q_c = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,c} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,c}$

CONDIZIONE V – Condizione che induce le massime tensioni nell’appoggio “3”

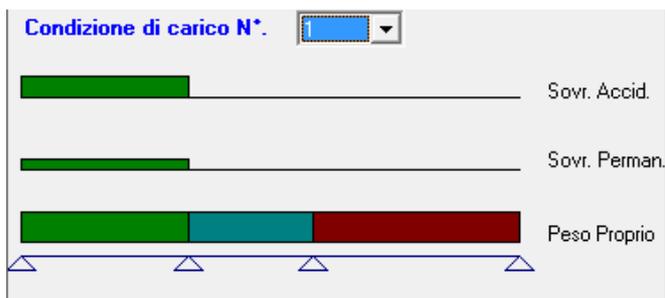
Le massime tensioni nell’appoggio tra la campata “b” e la campata “c” si ottengono caricando solo le campate “b” e “c” con i carichi variabili, e considerando i carichi permanenti su tutte le campate.

Dalla (1), i carichi distribuiti complessivi che bisogna considerare sono:

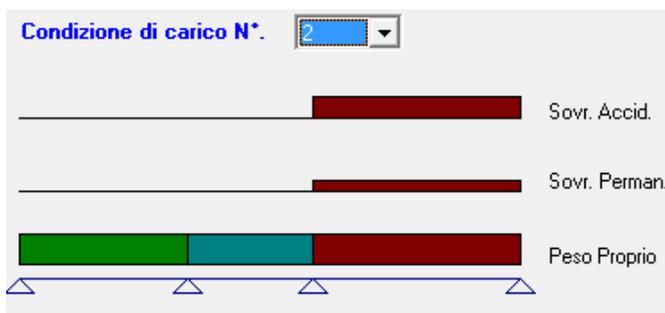
- sulla campata a:  $q_a = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,a} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,a}$
- sulla campata b:  $q_b = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,b} + \gamma_q \cdot Q_{1k,b}$
- sulla campata c:  $q_c = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,c} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,c} + \gamma_q \cdot Q_{1k,c}$

Come detto sopra, la condizione di carico che induce le massime tensioni nella campata “a” è quella in cui i carichi variabili vengono considerati sia in “a” che in “c” (la II), al fine di verificare quanto detto, si è studiato un esempio di solaio a 3 campate con le seguenti condizioni di carico:

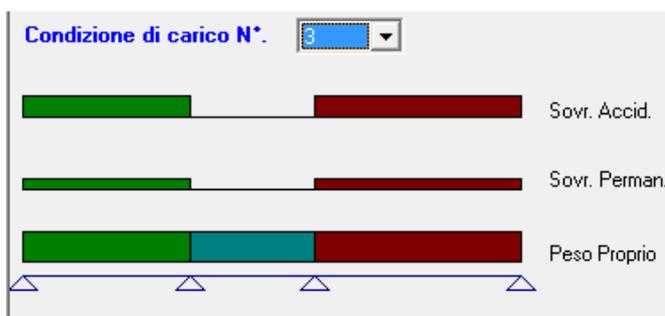
1) Carichi Permanenti e Variabili solo sulla campata “a”



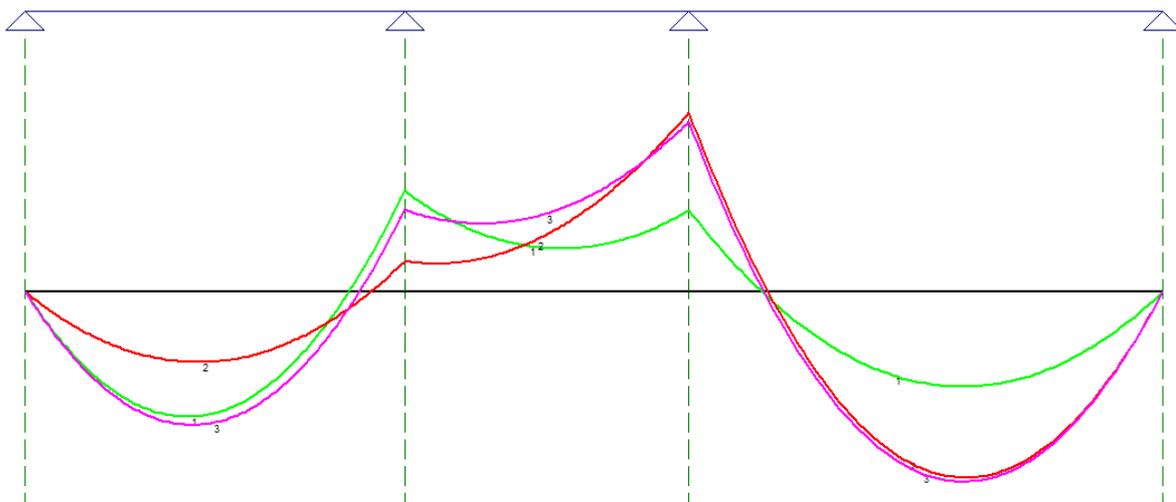
2) Carichi Permanenti e Variabili solo sulla campata “c”



3) Carichi Permanenti e Variabili sia sulla campata “a” che sulla campata “c”

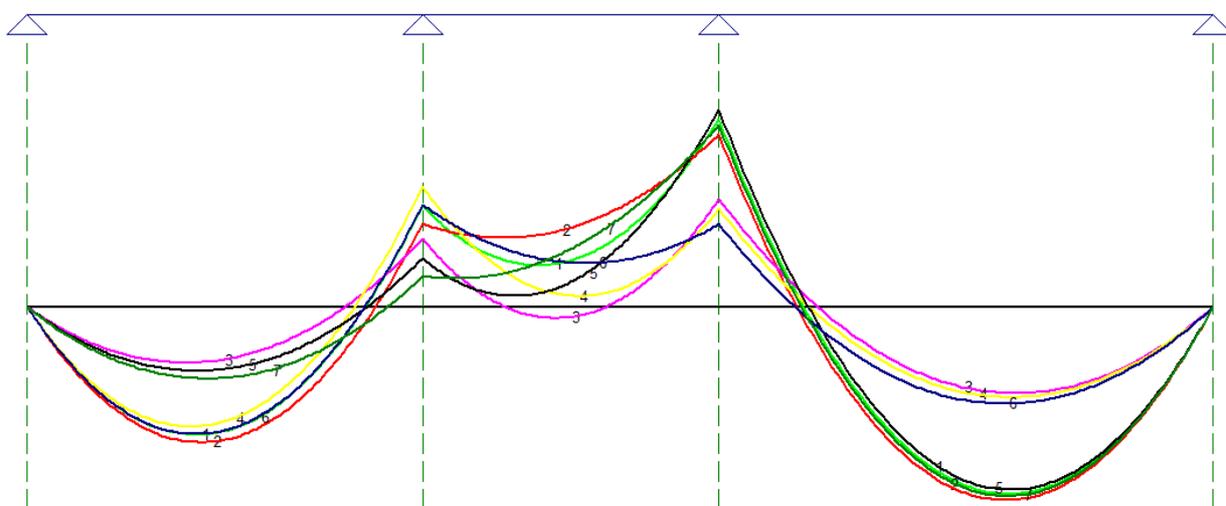


I diagrammi del momento flettente che si sono ottenuti sono:



Per lo stesso solaio, è stato inoltre effettuato il calcolo considerando le 5 C.C. sopra indicate, oltre alla C.C.n.6 (in cui si è caricata solo la campata “a”) e la C.C.n.7 (in cui si è caricata solo la campata “c”).

I risultati ottenuti, in termini di sollecitazioni, sono riportati nella figura seguente,



Da cui si evince che le massime sollecitazioni nelle campate “a” e “c” si hanno con la C.C. n.2, e che pertanto non serve considerare le C.C. n.6 e 7.

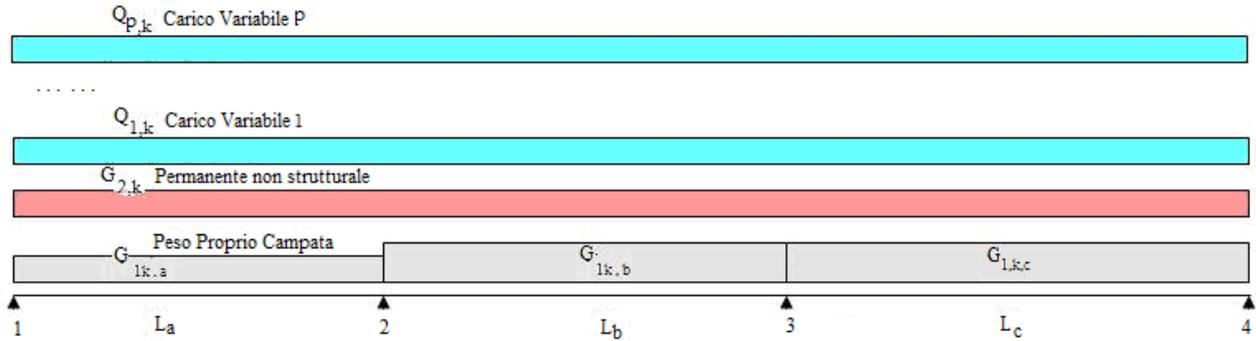
Da tale diagramma si evince inoltre che la Condizione di Carico N. 1, in cui si ipotizza che tutti i carichi agiscono contemporaneamente su tutte le campate, non produce le sollecitazioni più elevate.

In definitiva è necessario e sufficiente considerare le seguenti N= 4 condizioni di carico

1. C.C. che induce le massime sollecitazioni nelle campate “a” e “c” – campate dispari
2. C.C. che induce le massime sollecitazioni nella campata “b” – campate pari
3. C.C. che induce le massime sollecitazioni nell’appoggio 2
4. C.C. che induce le massime sollecitazioni nell’appoggio 3

Solaio a 3 Campate con “p” carichi variabili

Nel caso di solaio a tre campate, caricato con “pa” carichi Variabili (Qk) nella campata “a”, con “pb” carichi Variabili (Qk) nella campata “b” e con “pc” carichi Variabili (Qk) nella campata “c”, oltre ai carichi permanenti.



**Figura 30 – Solaio a 3 campate con p Carichi Variabili**

Indicando con  $G_{1k,a}$ ,  $G_{1k,b}$  e  $G_{1k,c}$  il peso proprio della struttura di ciascuna campata, con  $G_{2k}$  il peso degli elementi non strutturali permanenti, con  $Q_{1k}$ ,  $Q_{2k}$ , ...,  $Q_{pk}$  i carichi variabili, le possibili combinazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche possono essere:

CONDIZIONE I – Condizione di carico complessivo

Considerando che tutti i carichi agiscono contemporaneamente su tutte le campate.

Detto  $p_a$  il numero di Carichi variabili agenti sulla campata  $a$ , dalla (1) si determina il Max valore di  $q_a$  che si ottiene combinando tali carichi:

$$q_{a,max} = \text{MAX} \begin{cases} q_{a,1} = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,a} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,a} + \gamma_q \cdot Q_{1,k,a} + \gamma_q \cdot \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ik,a}) \\ q_{a,2} = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,a} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,a} + \gamma_q \cdot Q_{2,k,a} + \gamma_q \cdot \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ik,a}) \\ \dots\dots \\ q_{a,p_a} = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,a} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,a} + \gamma_q \cdot Q_{p_a,k,a} + \gamma_q \cdot \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ik,a}) \end{cases} \quad (2)$$

analogamente, si determinano i Max valori di  $q$  per le campate  $b$  e  $c$

$$q_{b,max} = \text{MAX} \begin{cases} q_{b,1} = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,b} + \gamma_q \cdot Q_{1,k,b} + \gamma_q \cdot \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ik,b}) \\ q_{b,2} = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,b} + \gamma_q \cdot Q_{2,k,b} + \gamma_q \cdot \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ik,b}) \\ \dots\dots \\ q_{b,p_b} = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,b} + \gamma_q \cdot Q_{p_b,k,b} + \gamma_q \cdot \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ik,b}) \end{cases} \quad (3)$$

$$q_{c,max} = \text{MAX} \begin{cases} q_{c,1} = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,c} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,c} + \gamma_q \cdot Q_{1,k,c} + \gamma_q \cdot \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ik,c}) \\ q_{c,2} = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,c} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,c} + \gamma_q \cdot Q_{2,k,c} + \gamma_q \cdot \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ik,c}) \\ \dots\dots \\ q_{c,p_c} = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,c} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,c} + \gamma_q \cdot Q_{p_c,k,c} + \gamma_q \cdot \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ik,c}) \end{cases} \quad (4)$$

tali carichi vengono quindi applicati contemporaneamente nelle varie campate.

CONDIZIONE II – Condizione che induce le massime tensioni nelle campate dispari

Le massime tensioni nella campata “a” e “c” si ottengono caricando solo le stesse con i carichi variabili, e considerando il solo carico dovuto ai carichi permanenti nelle campate “b”.

In considerazione che i carichi variabili devono essere combinati secondo quanto indicato dalla (1), nella campata “a” si considera il carico  $q_{a,max}$  e nella campata “c” si considera il carico  $q_{c,max}$  derivanti dalla (2), mentre nelle altre campate si considerano solo i carichi permanenti:

- sulla campata a:  $q_a = q_{a,max}$
- sulla campata b:  $q_b = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,b}$
- sulla campata c:  $q_c = q_{c,max}$

CONDIZIONE III – Condizione che induce le massime tensioni nelle campate pari

Le massime tensioni nella campata “b” si ottengono caricando solo la stessa con i carichi variabili, e considerando il solo carico dovuto ai carichi permanenti nelle campate “a” e “c”.

- sulla campata a:  $q_a = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,a} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,a}$
- sulla campata b:  $q_b = q_{b,max}$
- sulla campata c:  $q_c = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,c} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,c}$

CONDIZIONE IV – Condizione che induce le massime tensioni nell'appoggio “2”

Le massime tensioni nell'appoggio tra la campata “a” e la campata “b” si ottengono caricando solo le campate “a” e “b” con i carichi variabili, e considerando i carichi permanenti su tutte le campate.

- sulla campata a:  $q_a = q_{a,max}$
- sulla campata b:  $q_b = q_{b,max}$
- sulla campata c:  $q_c = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,c} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,c}$

CONDIZIONE V – Condizione che induce le massime tensioni nell'appoggio “3”

Le massime tensioni nell'appoggio tra la campata “b” e la campata “c” si ottengono caricando solo le campate “b” e “c” con i carichi variabili, e considerando i carichi permanenti su tutte le campate.

- sulla campata a:  $q_a = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,a} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,a}$

- sulla campata b:  $q_b = q_{b,max}$
- sulla campata c:  $q_c = q_{c,max}$

Anche in questo caso, si evince inoltre che la Condizione di Carico N. 1, in cui si ipotizza che tutti i carichi agiscono contemporaneamente su tutte le campate, non produce le sollecitazioni più elevate.

In definitiva è necessario e sufficiente considerare le seguenti condizioni di carico

1. C.C. che induce le massime sollecitazioni nelle campate dispari
2. C.C. che induce le massime sollecitazioni nelle campate pari
3. C.C. che induce le massime sollecitazioni nell'appoggio 2
4. C.C. che induce le massime sollecitazioni nell'appoggio 3

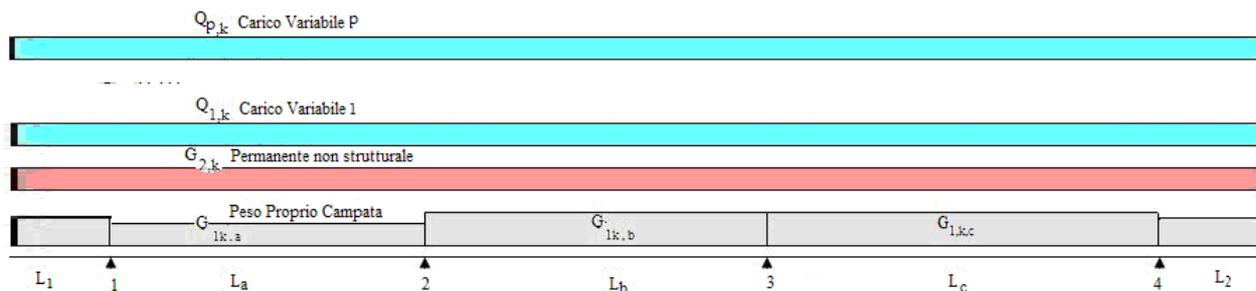
In relazione a quanto sopra possiamo affermare che, detto n il numero di campate, le possibili combinazioni di carico sono:

$$N_c = 2 + (n-1) = n+1$$

Si tenga presente che comunque la determinazione dei vari carichi max nelle campate, comporta lo studio di ulteriori  $p_a+p_b+p_c$  combinazioni di carico.

### Solaio a 3 Campate e 2 sbalzi con “p” carichi variabili

Nel caso di solaio a tre campate e 2 sbalzi, caricato con “pa” carichi Variabili (Qk) nella campata “a”, con “pb” carichi Variabili (Qk) nella campata “b”, con “pc” carichi Variabili (Qk) nella campata “c”, con “p1” carichi Variabili (Qk) nello sbalzo “1” a SX e con “p2” carichi Variabili (Qk) nello sbalzo “2” a DX, oltre ai carichi permanenti.



**Figura 31 – Solaio a 3 Campate e 2 Sbalzi con p Carichi Variabili**

Oltre alle Condizioni di carico previste per il caso precedente (fig.3), bisogna prevedere altre due condizioni di carico:

#### CONDIZIONE s1 – Condizione che induce le massime tensioni nell’appoggio “1”

Le massime tensioni nell’appoggio 1 si ottengono caricando solo lo sbalzo di SX , la campata “a” e la campata “c” con i carichi variabili, e considerando i carichi permanenti su tutte le campate.

- sullo sbalzo 1:  $q_1 = q_{1,max}$
- sulla campata a:  $q_a = q_{a,max}$
- sulla campata b:  $q_b = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,b}$
- sulla campata c:  $q_c = q_{c,max}$
- sullo sbalzo 2:  $q_2 = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,2} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,2}$

#### CONDIZIONE s2 – Condizione che induce le massime tensioni nell’appoggio “4”

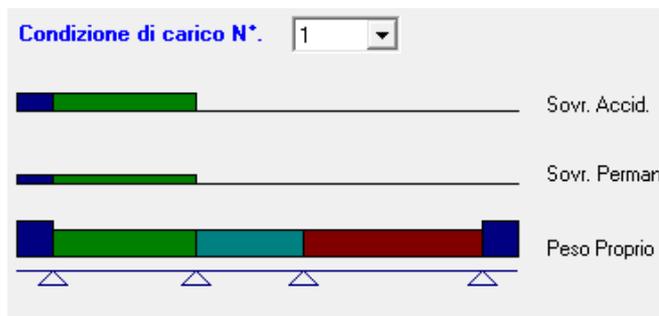
Le massime tensioni nell’appoggio 4 si ottengono caricando solo lo sbalzo di DX , la campata “c” e la campata “a” con i carichi variabili, e considerando i carichi permanenti su tutte le campate.

- sullo sbalzo 1:  $q_1 = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,1} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,1}$
- sulla campata a:  $q_a = q_{a,max}$
- sulla campata b:  $q_b = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,b} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,b}$

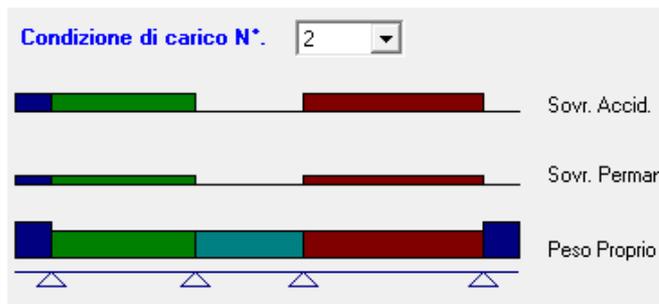
- sulla campata c:  $q_c = q_{c,max}$
- sullo sbalzo 2:  $q_2 = q_{2,max}$

A conferma di quanto sopra, si è studiato un esempio in cui si sono utilizzate le seguenti Condizioni di carico, in cui si sono caricate con i carichi variabili solo i seguenti elementi:

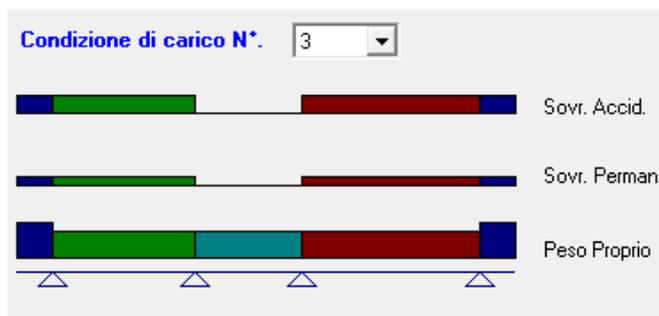
1) sbalzo di SX e campata "a"



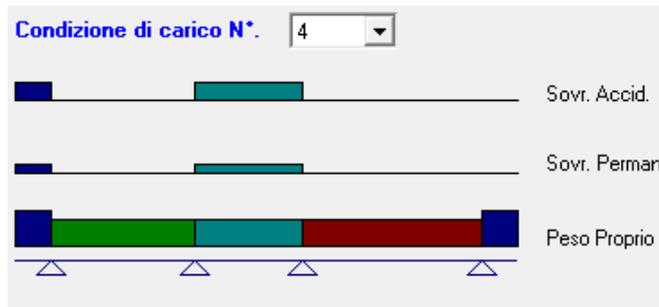
2) sbalzo di SX , campata "a" e campata "c"



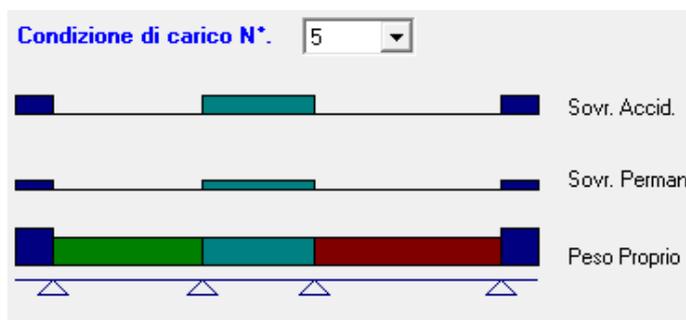
3) sbalzo di SX , campata "a" e campata "c" e sbalzo a DX



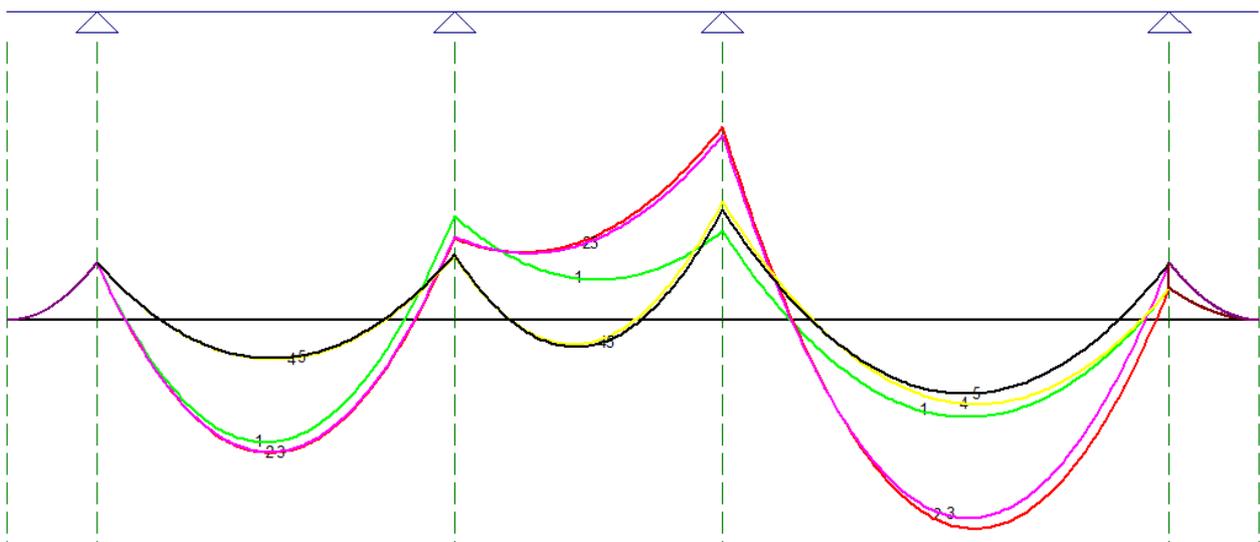
4) sbalzo di SX e campata "b"



5) sbalzo di SX , campata "b" e sbalzo di DX



Come si evince dal relativo diagramma del Momento Flettente, le massime sollecitazioni nell'appoggio n.1 si hanno con una qualsiasi delle 5 C.C. , mentre nell'appoggio 2 si hanno con le C.C. N.3 e 5



## CONCLUSIONI

In definitiva, dato un solaio con  $n$  campate e 2 sbalzi, caricato con “ $pn$ ” carichi Variabili ( $Q_k$ ) nella campata “ $n$ ”, oltre ai carichi permanenti.



**Figura 32 – Solaio a  $n$  campate e 2 sbalzi con  $p$  Carichi Variabili**

Indicando con  $G_{1k,n}$  il peso proprio della struttura di ciascuna campata, con  $G_{2k,n}$  il peso degli elementi non strutturali permanenti, con  $Q_{1k,n}$ ,  $Q_{2k,n}$ , ...,  $Q_{pk,n}$  i carichi variabili, le possibili combinazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche possono essere determinate nel seguente modo:

Detto  $pn$  il numero di Carichi variabili agenti sulla campata  $n$ , dalla (1) si determina il Max valore di  $q_n$  che si ottiene combinando tali carichi (utilizzando il valore *sfavorevole* per i coefficienti  $\gamma_{g1}$ ,  $\gamma_{g2}$ ,  $\gamma_q$ ):

$$q_{n,\max} = \text{MAX} \begin{cases} q_{n,1} = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,n} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,n} + \gamma_q \cdot Q_{1,k,n} + \gamma_q \cdot \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ik,n}) \\ q_{n,2} = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,n} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,n} + \gamma_q \cdot Q_{2,k,n} + \gamma_q \cdot \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ik,n}) \\ \dots\dots \\ q_{n,pn} = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,n} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,n} + \gamma_q \cdot Q_{pn,k,n} + \gamma_q \cdot \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ik,n}) \end{cases} \quad (5)$$

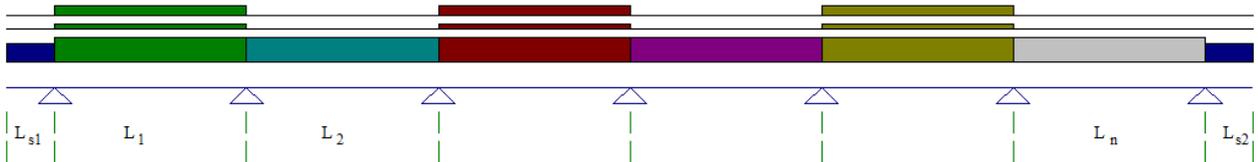
Quindi si determina il Carico Minimo che deve essere applicato su ogni campata, dovuto al peso proprio ed ai sovraccarichi permanenti non strutturali, utilizzando il valore *favorevole* per i coefficienti  $\gamma_{g1}$ ,  $\gamma_{g2}$ ,  $\gamma_q$ :

$$q_{n,\min} = \gamma_{g1} \cdot G_{1k,n} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k,n}$$

Infine si determinano le Combinazioni di Carico che inducono le massime sollecitazioni nelle varie parti del solaio:

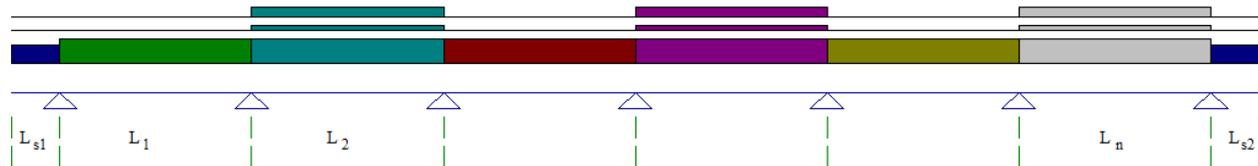
1. C.C. che induce le massime sollecitazioni nelle campate dispari

- sullo sbalzo 1:  $q_{s1,min}$
- sulle campate dispari (i):  $q_{i,max}$
- sulle campate pari (j):  $q_{j,min}$
- sullo sbalzo 2:  $q_{s2,min}$



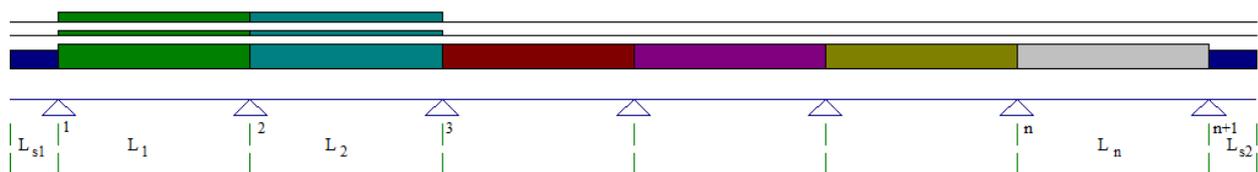
2. C.C. che induce le massime sollecitazioni nelle campate pari

- sullo sbalzo 1:  $q_{s1,min}$
- sulle campate dispari (i):  $q_{i,min}$
- sulle campate pari (j):  $q_{j,max}$
- sullo sbalzo 2:  $q_{s2,min}$



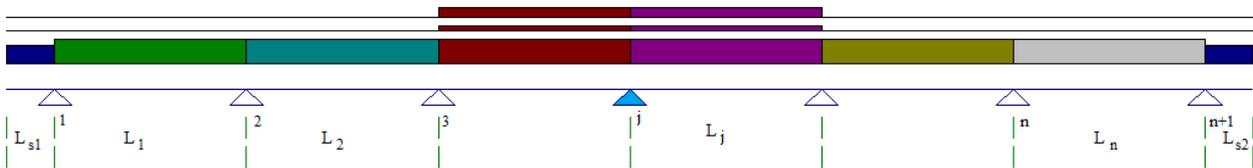
3. C.C. che induce le massime sollecitazioni nell'appoggio 2

- sullo sbalzo 1:  $q_{s1,min}$
- sulla campata 1:  $q_{1,max}$
- sulla campata 2:  $q_{2,max}$
- sulla campate rimanenti:  $q_{i,min}$
- sullo sbalzo 2:  $q_{s2,min}$



$j+1$ ) C.C. che induce le massime sollecitazioni nell'appoggio  $j$

- sullo sbalzo 1:  $q_{s1,min}$
- sulla campata  $j-1$ :  $q_{j-1,max}$
- sulla campata  $j$ :  $q_{j,max}$
- sulla campate rimanenti:  $q_{i,min}$
- sullo sbalzo 2:  $q_{s2,min}$

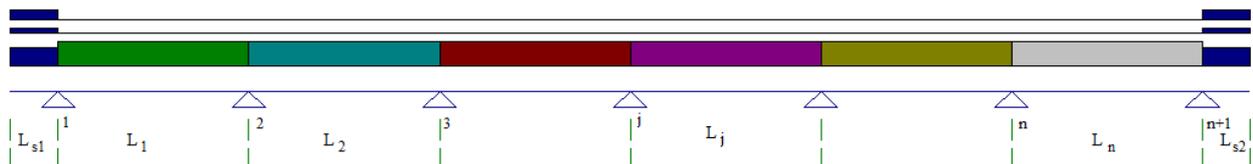


$n+1$ ) C.C. che induce le massime sollecitazioni nell'appoggio  $n$

- sullo sbalzo 1:  $q_{s1,min}$
- sulla campata  $n-1$ :  $q_{n-1,max}$
- sulla campata  $n$ :  $q_{n,max}$
- sulla campate rimanenti:  $q_{i,min}$
- sullo sbalzo 2:  $q_{s2,min}$

$n+2$ ) C.C. che induce le massime sollecitazioni negli appoggi 1 e  $n+1$

- sullo sbalzo 1:  $q_{s1,max}$
- sulle campate:  $q_{j,min}$
- sullo sbalzo 2:  $q_{s2,max}$



In relazione a quanto sopra possiamo affermare che, detto n il numero di campate, le possibili combinazioni di carico sono:

$$N_c = 2 + (n-1) + 1 = n+2$$

## 12. Appendice C – Validazione Software / Uso didattico

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018

*Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista, dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti.*

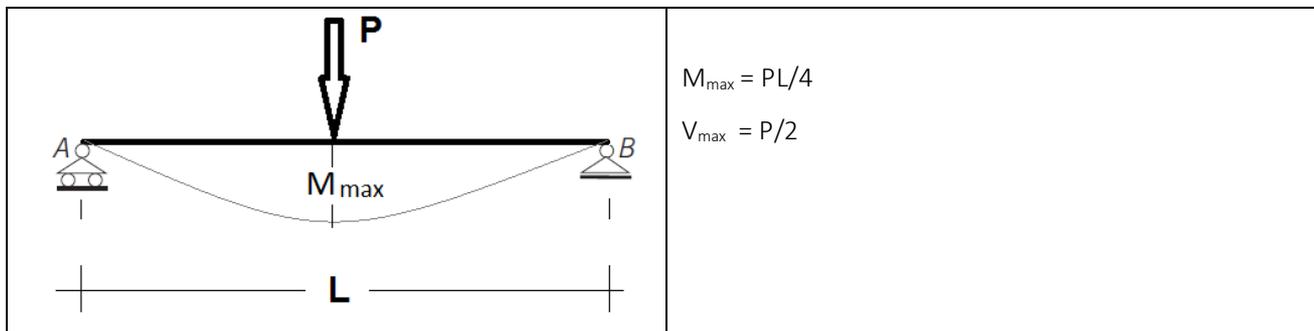
*Il progettista dovrà quindi esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. In tal senso la documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.*

Al fine di agevolare il progettista a controllare l'affidabilità del software in oggetto, si riporta il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti ed i risultati ottenuti con il software stesso.

I benchmark di verifica e test del software possono essere reperiti all' indirizzo: [www.madosoft.it](http://www.madosoft.it)

## 12.1. Solaio appoggiato con Forza Concentrata in mezzeria

In generale, nel caso di una trave di luce  $L$  soggetta ad un carico concentrato in mezzeria, è noto che:



Ipotizzando che siano:  $P = 100 \text{ daN}$ ;  $L = 5 \text{ m}$

risulta:

$$R_A = P/2 = 50,00 \text{ daN}$$

$$M_{\max} = PL/4 = 125,00 \text{ daNm}$$

$$V_{\max} = P/2 = 50,00 \text{ daN}$$

Utilizzando il software "Solai c.a. V.2018", per studiare il problema di cui sopra,

The screenshot shows the SolaiCA.2018 software interface. The main window displays the beam geometry and calculation results. The beam length is 5.00 m, and the central load is 100.00 daN. The maximum moment is 125.00 daNm, and the maximum shear force is 50.00 daN. The software interface includes a menu bar, a toolbar, and several dialog boxes for defining the beam and load parameters.

**SolaiCA.2018**  
 SOLAI in Cemento Armato (Stati Limite) Vers.ne : 2018.1.0

Software di calcolo con il metodo di verifica della sicurezza agli stati limite.

**Geometria Solaio**

Numero Campate	No =	1
Numero Sbalzi	Ns =	0
Larghezza Solaio	Lo (m) =	4,00

**Campata n° 1**

Luce	L (m) =	5
Altezza Solaio	H (cm) =	20
Altezza Pignone	hp (cm) =	
Base Pignone	b (cm) =	
Base Travello	b (cm) =	100

**Peso Proprio** ..... P (daN/mq) =

**Inserisci Travello Fioripetra (art.4.1.9.3)**

Carico distribuito su Travello	Q <sub>tr</sub> (daN/m)	450,00
Diametro Staffe Travello	φ (mm)	8

**Carichi Distribuiti**

Elemento Campata/Sbalzo	
Campata n° 1	

**Carico Permanente non Strutturale (daN/m²) Q<sub>2</sub> =**

**Inserimento carichi concentrati**

Elemento	Campata n. 1
----------	--------------

**Gestione Forze e Coppie**

Intensità Forza (daN)	100
Distancia Bordo Sinistro (m)	2,5

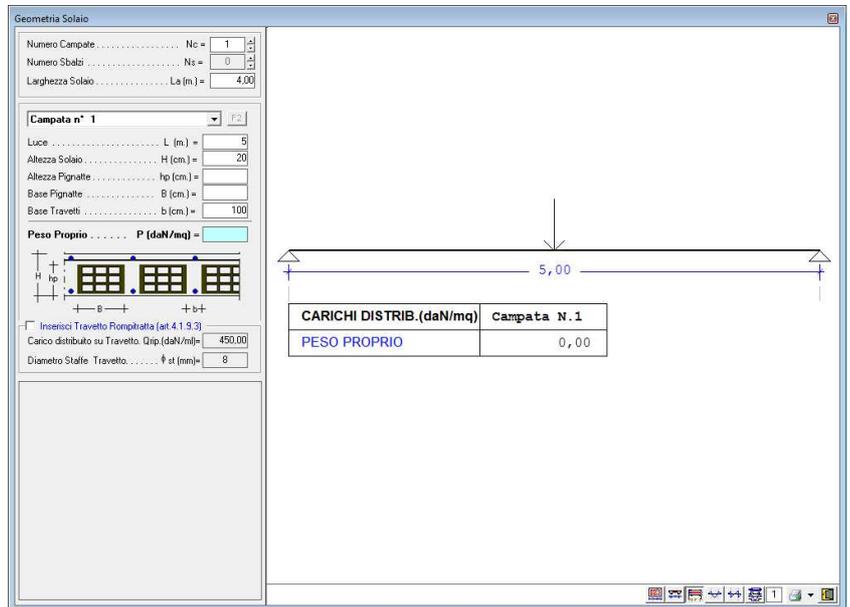
**Nome Progetto**: "Senza Nome"      18.35.33      19/07/2016

E' sufficiente inserire la "Geometria del Solaio", specificando:

- Luce del solaio L = 5,00 m.
- Altezza Solaio H = 20 cm.
- Base Travetti b = 100 cm.

ed imporre che il Peso Proprio sia pari a zero, in quanto nel caso in esame non si hanno carichi distribuiti sul solaio.

Inoltre, si inserisce il carico concentrato pari a P=100 daN applicato nella mezzera, ossia a distanza d=2,5 m. dal bordo SX.



Eseguendo il calcolo del solaio, il software fornisce i risultati di tale calcolo sia in forma di relazione che in forma grafica.

Dall'esame degli stessi si evince che i risultati ottenuti mediante il software coincidono con i risultati teorici.

**RISULTATI DI CALCOLO S.L.U.**

REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Appoggio	Momento Flettente (daNm)	Taglio sx (daN)	Taglio dx (daN)	R (daN)
1	1	0,00	0,00	50,00	50,00
	2	0,00	-50,00	0,00	50,00

LEGGI DI VARIAZIONE MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO

N.Cmb.	Elemento	Tratto (m)	M(z) (daNm)	T(z) (daN)
1	Campata	0,00 ≤ z ≤ 2,50	0z <sup>2</sup> + 50z	0z + 50
		2,50 ≤ z ≤ 5,00	0z <sup>2</sup> - 50z + 250	0z - 50

VERIFICHE DI RESISTENZA S.L.U.

ELEMENTO	TRATTO (m.)	LEMBO TESO	Med (daN·m)	Ved (daN)	Armatura (cmq) Sup.   Inf.	Mrd (daN·m)	Vrd (daN)	Verifica Med/Mrd   Ved/Vrd
	0 < z < 5	sup.   inf.	0,00   125,00	50,00   "	6,50   "	4277,80   4277,80	10650,75   "	0,00 VER.   0,03 VER.   0,00 VER.   "

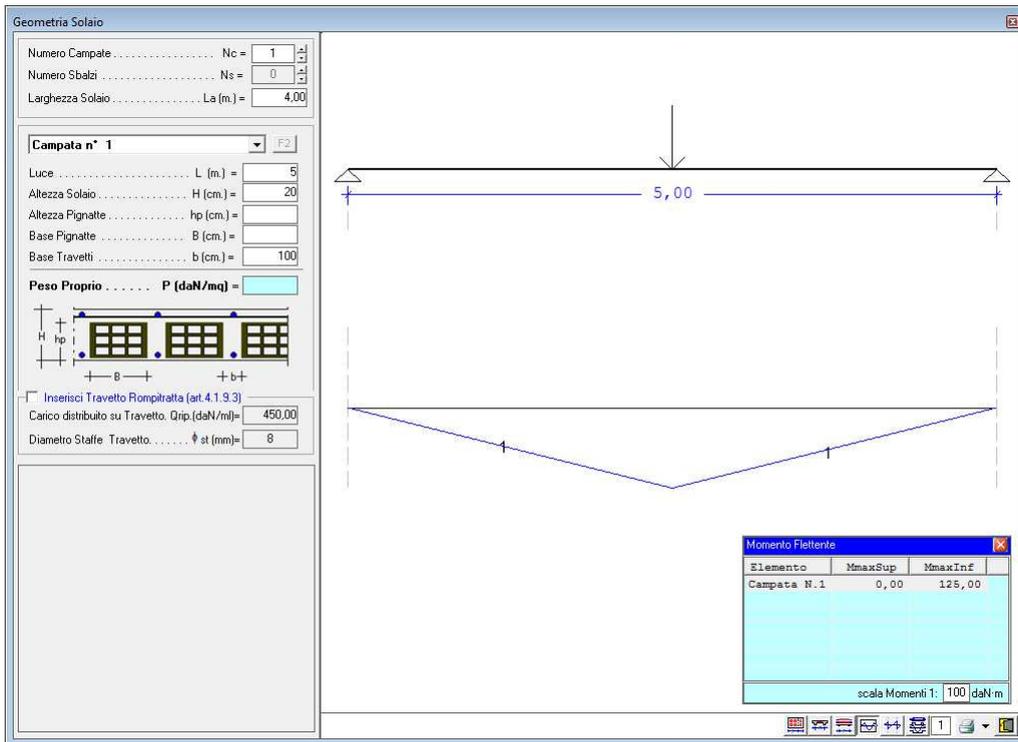


Diagramma Momento Flettente

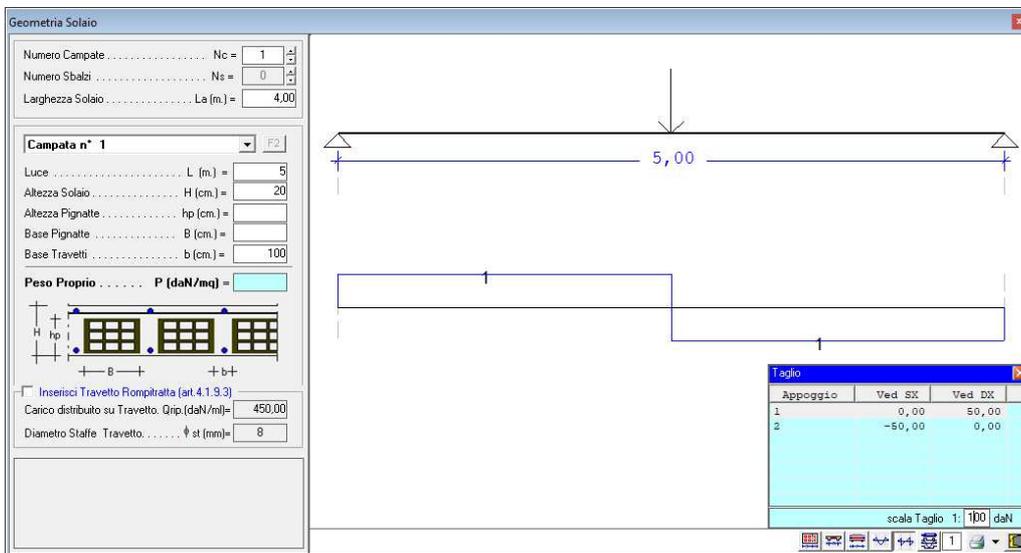
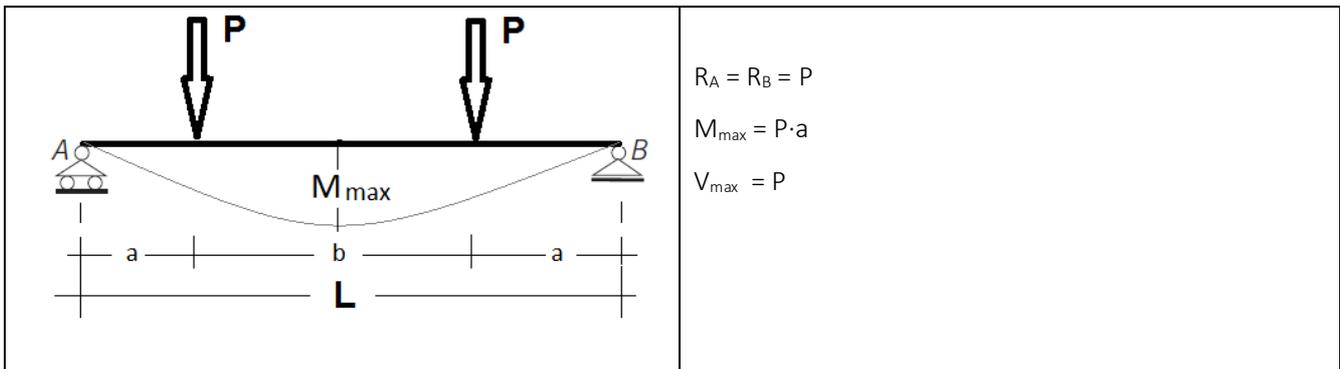


Diagramma Taglio

## 12.2. Solaio appoggiato con 2 Forze Concentrate

In generale, nel caso di una trave di luce  $L$  soggetta a due Forze concentrate applicate a distanza “ $a$ ” dagli appoggi, si ha:



Ipotizzando che siano:  $P = 100 \text{ daN}$ ;  $L = 5 \text{ m}$ ;  $a = 1,50 \text{ m}$

risulta:

$$\begin{aligned}
 R_A = P &= 100,00 \text{ daN} \\
 M_{max} = Pa &= 150,00 \text{ daNm} \\
 V_{max} = P &= 100,00 \text{ daN}
 \end{aligned}$$

Utilizzando il software “Solai c.a. V.2018”, per studiare il problema di cui sopra, è sufficiente inserire la “Geometria del Solaio”, specificando:

- Luce del solaio  $L = 5,00 \text{ m}$ .
- Altezza Solaio  $H = 20 \text{ cm}$ .
- Base Travetti  $b = 100 \text{ cm}$ .

ed imporre che il Peso Proprio sia pari a zero, in quanto nel caso in esame non si hanno carichi distribuiti sul solaio.

Inoltre, si inseriscono i due carichi concentrati pari a  $P=100 \text{ daN}$  applicati rispettivamente a distanza  $d=1,50 \text{ m}$  e  $3,50 \text{ m}$  dal bordo SX.

Eseguendo il calcolo del solaio, il software fornisce i risultati di tale calcolo sia in forma di relazione che in forma grafica.

Dall'esame degli stessi si evince che i risultati ottenuti mediante il software coincidono con i risultati teorici.

**RISULTATI DI CALCOLO S.L.U.**

REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Appoggio	Momento Flettente (daNm)	Taglio sx (daN)	Taglio dx (daN)	R (daN)
1	1	0,00	0,00	100,00	100,00
	2	0,00	-100,00	0,00	100,00

LEGGI DI VARIAZIONE MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO

N.Cmb.	Elemento	Tratto (m)	M(z) (daNm)	T(z) (daN)
1	Campata	0,00 <= z <= 1,50	$0z^2 + 100z$	$0z + 100$
		1,50 <= z <= 3,50	$0z^2 + 150$	$0z$
		3,50 <= z <= 5,00	$0z^2 - 100z + 500$	$0z - 100$

VERIFICHE DI RESISTENZA S.L.U.

ELEMENTO	TRATTO (m.)	LEMO TESO	Med (daN·m)	Ved (daN)	Armatura (cmq)		Mrd (daN·m)	Vrd (daN)	Verifica	
					Sup.	Inf.			Med/Mrd	Ved/Vrd
	0 < z < 5	sup.	0,00	100,00	6,50	6,50	4277,80	10650,75	0,00 VER.	0,01 VER.
		inf.	150,00	"	"	"	4277,80	"	0,04 VER.	"

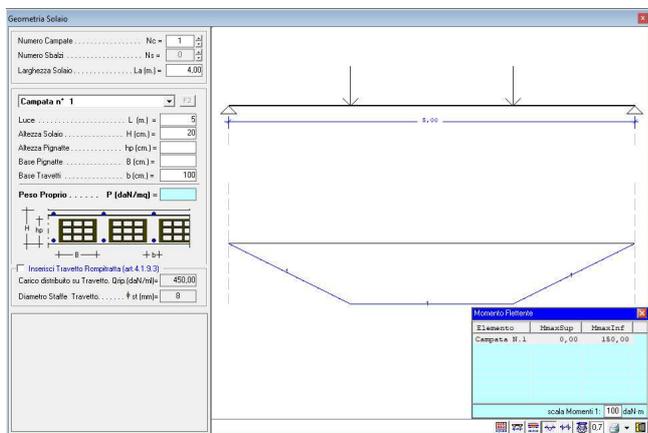


Diagramma Momento Flettente

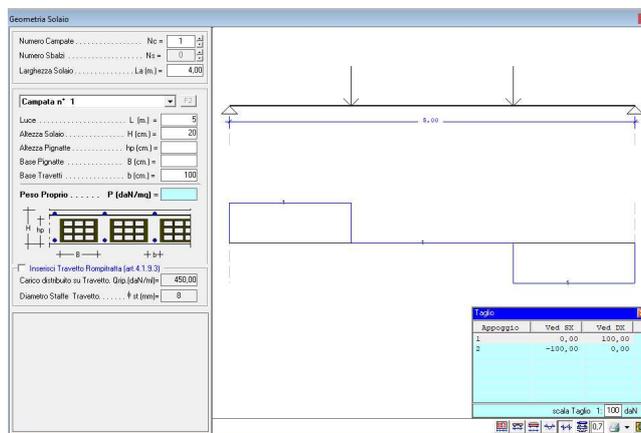
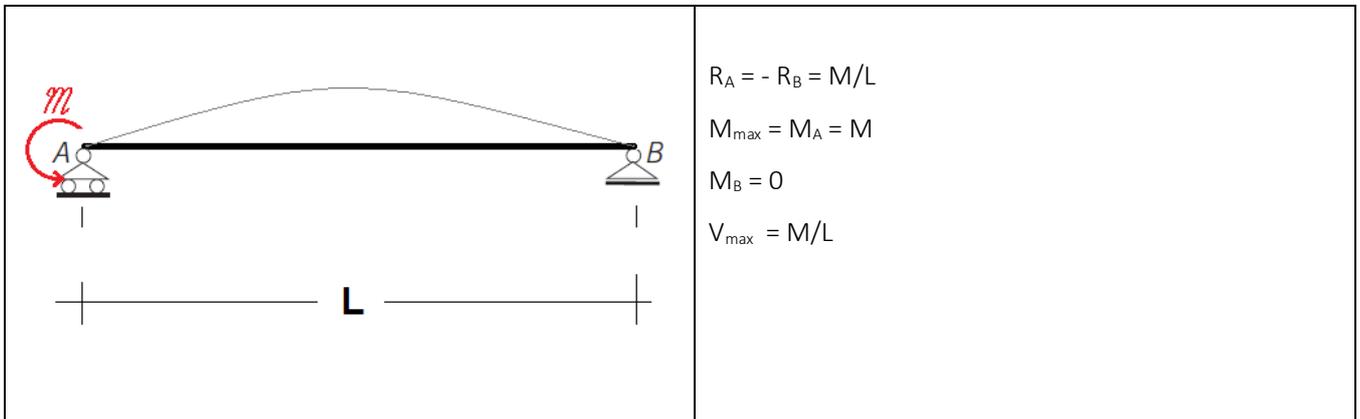


Diagramma Taglio

### 12.3. Solaio appoggiato con Coppia all'appoggio SX

In generale, nel caso di una trave di luce  $L$  soggetta ad una coppia concentrata applicate all'appoggio sinistro, si ha:



Ipotizzando che siano:  $M = -600 \text{ daNm}$ ;  $L = 5,00\text{m}$

risulta:

$$R_A = M/L = 120,00 \text{ daN}$$

$$M_{\max} = M = -600,00 \text{ daNm}$$

$$V_{\max} = M/L = 120,00 \text{ daN}$$

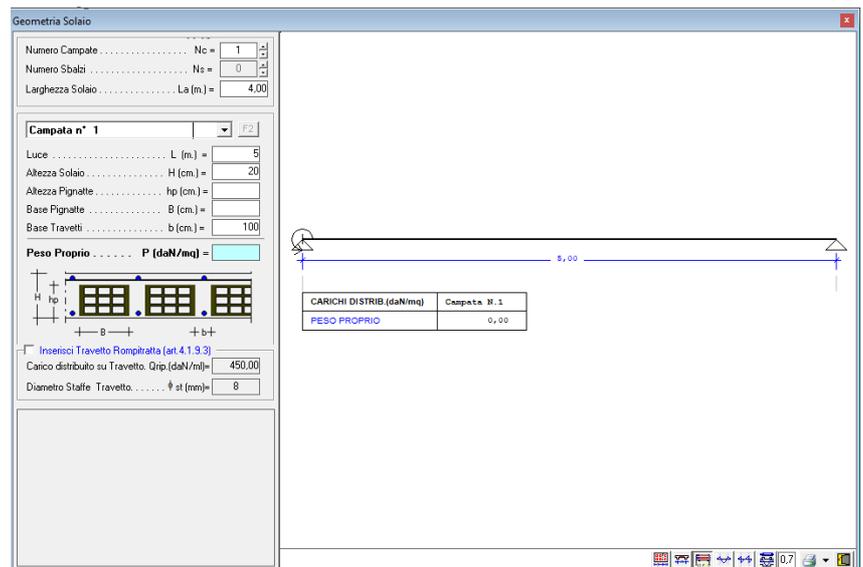
Utilizzando il software "Solai c.a. V.2018", per studiare il problema di cui sopra, è sufficiente inserire la "Geometria del Solaio", specificando:

- Luce del solaio  $L = 5,00 \text{ m}$ .
- Altezza Solaio  $H = 20 \text{ cm}$ .
- Base Travetti  $b = 100 \text{ cm}$ .

ed imporre che il Peso Proprio sia pari a zero, in quanto nel caso in esame non si hanno carichi distribuiti sul solaio.

Inoltre, si inserisce il carico concentrato pari a  $M = -500 \text{ daNm}$  applicato a distanza  $d = 0,0001 \text{ m}$  dal bordo SX.

NB. si inserisce  $d = 0,0001$  e non  $d = 0$  solo per studiare il caso in esame. In generale il software non effettua il calcolo se non vi sono carichi nella campata.



Eseguendo il calcolo del solaio, il software fornisce i risultati di tale calcolo sia in forma di relazione che in forma grafica.

Dall'esame degli stessi si evince che i risultati ottenuti mediante il software coincidono con i risultati teorici.

**RISULTATI DI CALCOLO S.L.U.**

REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Appoggio	Momento Flettente (daNm)	Taglio sx (daN)	Taglio dx (daN)	R (daN)
1	1	0,00	0,00	120,00	120,00
	2	0,00	120,00	0,00	-120,00

LEGGI DI VARIAZIONE MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO

N.Cmb.	Elemento	Tratto (m)	M(z) (daNm)	T(z) (daN)
1	Campata	0,00 <= z <= 5,00	0z <sup>2</sup> +120z-600	0z+120

VERIFICHE DI RESISTENZA S.L.U.

ELEMENTO	TRATTO (m.)	LEMBO	Med (daN·m)	Ved (daN)	Armatura (cmq)		Mrd (daN·m)	Vrd (daN)	Verifica	
					Sup.	Inf.			Med/Mrd	Ved/Vrd
	0 < z < 5	sup.	-600,00	120,00	6,50	6,50	4277,80	10650,75	0,14 VER.	0,01 VER.
		inf.	0,00	"	"	"	4277,80	"	0,00 VER.	"

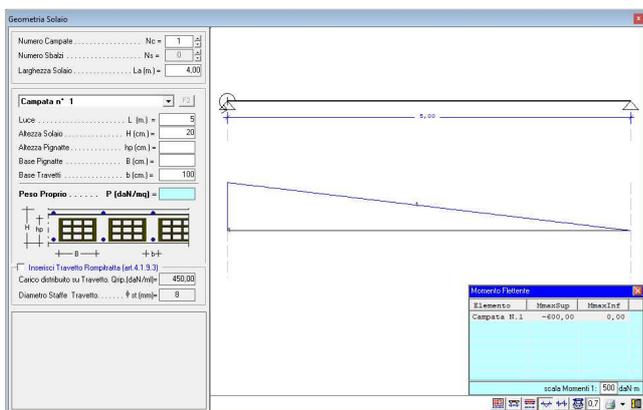


Diagramma Momento Flettente

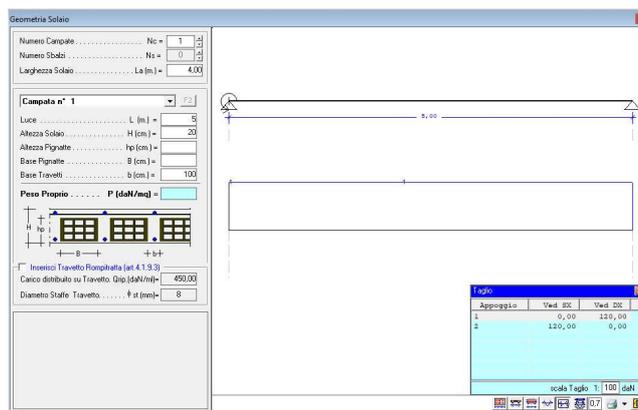
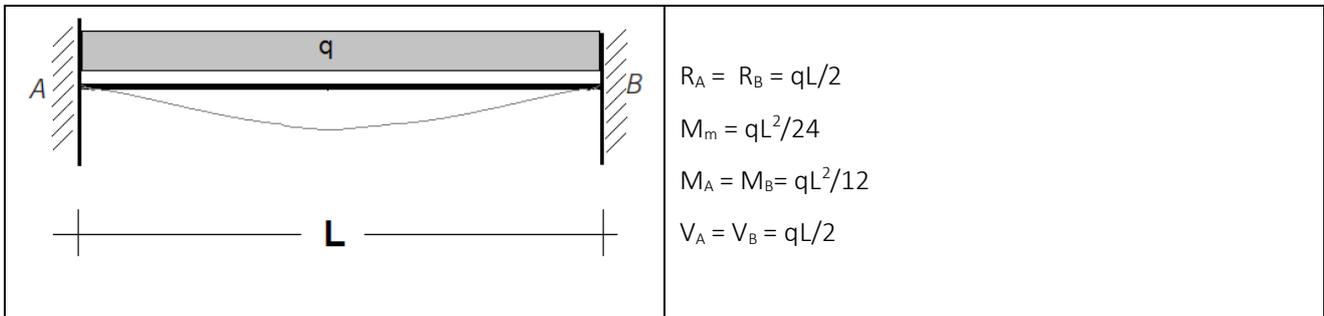


Diagramma Taglio

## 12.4. Solaio incastrato con Carico distribuito

In generale, nel caso di una trave di luce  $L$  incastrata alle estremità su cui è applicato un carico distribuito  $Q$ , si ha:



Ipotesizzando che siano:  $q = 300 \text{ daN/m}$ ;  $L = 5,00\text{m}$

risulta:

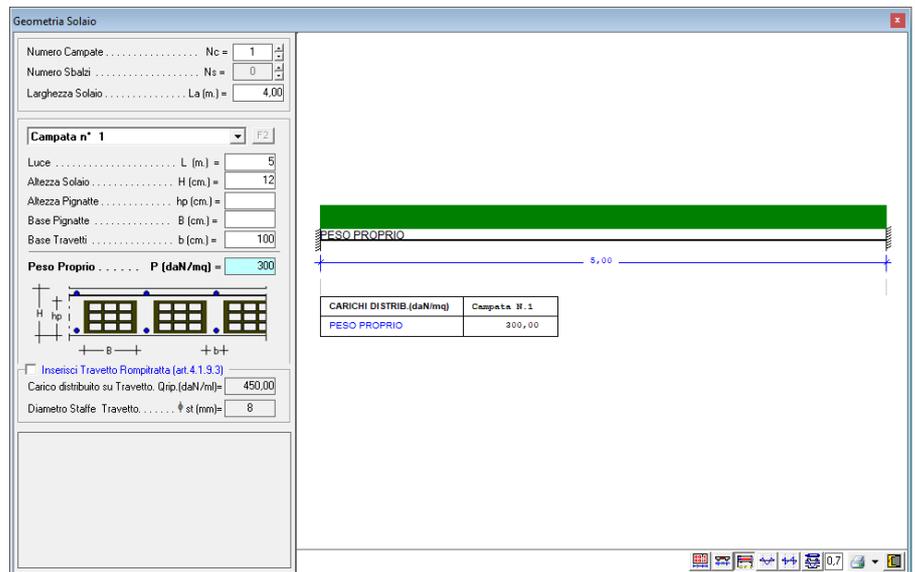
$$\begin{aligned}
 R_A &= qL/2 &= 750,00 \text{ daN} \\
 M_m &= qL^2/24 &= 625,00 \text{ daNm} \\
 V_{\max} &= M/L &= 750,00 \text{ daN}
 \end{aligned}
 \qquad
 M_A = M_B = qL^2/12 = 312,50 \text{ daNm}$$

Utilizzando il software "Solai c.a. V.2018", per studiare il problema di cui sopra, è sufficiente inserire la "Geometria del Solaio", specificando:

- Luce del solaio  $L = 5,00 \text{ m}$ .
- Altezza Solaio  $H = 12 \text{ cm}$ .
- Base Travetti  $b = 100 \text{ cm}$ .

in modo che il Peso Proprio sia pari a  $q=300 \text{ daN/m}$ .

Poiché il software, anche nel caso in cui sul solaio vi è il solo carico distribuito dovuto al peso proprio, nel rispetto della normativa vigente moltiplica lo stesso per il coefficiente di sicurezza dovuto alle azioni  $\gamma_{G1} = 1,30$ , solo per il caso in esame si impone che sia  $\gamma_{G1} = 1,00$ .



Eseguendo il calcolo del solaio, il software fornisce i risultati di tale calcolo sia in forma di relazione che in forma grafica.

Dall'esame degli stessi si evince che i risultati ottenuti mediante il software coincidono con i risultati teorici.

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.U.

N.Cmb.	Carico Distribuito	q (daN/mq)
1	$\gamma_{G1} \cdot G_1$	300,00

RISULTATI DI CALCOLO S.L.U.

REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Appoggio	Momento Flettente (daNm)	Taglio sx (daN)	Taglio dx (daN)	R (daN)
1	1	0,00 / -625,00	0,00	750,00	750,00
	2	0,00 / -625,00	-750,00	0,00	750,00

LEGGI DI VARIAZIONE MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO

N.Cmb.	Elemento	Tratto (m)	M(z) (daNm)	T(z) (daN)
1	Campata	0,00 <= z <= 5,00	$-150z^2 + 750z - 625$	$-300z + 750$

VERIFICHE DI RESISTENZA S.L.U.

ELEMENTO	TRATTO (m.)	LEMO	TESO	Med (daN·m)	Ved (daN)	Armatura (cmq)		Mrd (daN·m)	Vrd (daN)	Verifica	
						Sup.	Inf.			Med/Mrd	Ved/Vrd
Campata N. 1	0 < z < 0,15	sup.		-625,00	750,00	4,30	3,80	1564,71	6147,69	0,40	VER.
		inf.		0,00	"	"	"	1401,75	"	0,00	VER.
	0,15 < z < 4,85	sup.		-515,88	705,00	3,80	3,80	1401,17	6018,50	0,37	VER.
		inf.		312,50	"	"	"	1401,17	"	0,22	VER.
	4,85 < z < 5	sup.		-625,00	-750,00	4,30	3,80	1564,71	6147,69	0,40	VER.
		inf.		0,00	"	"	"	1401,75	"	0,00	VER.

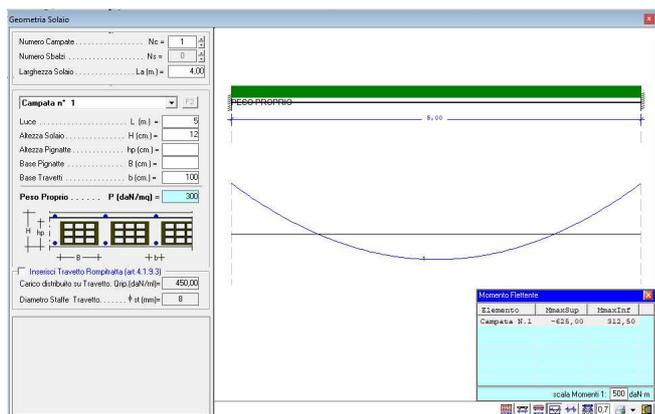


Diagramma Momento Flettente

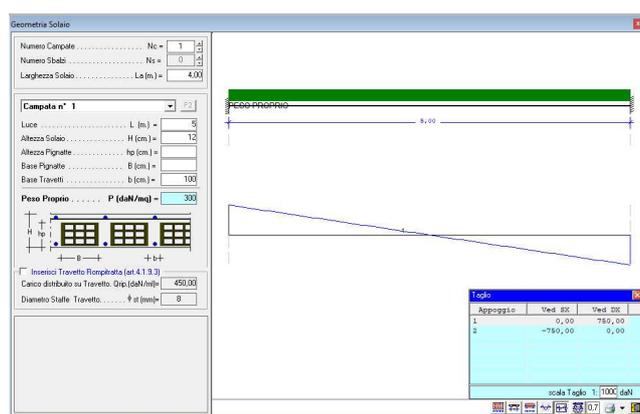
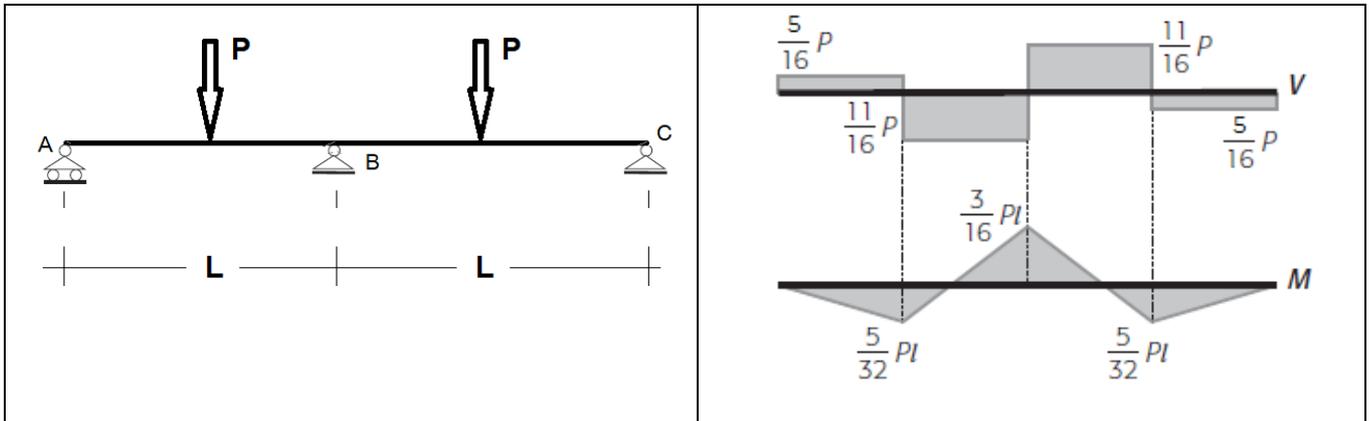


Diagramma Taglio

## 12.5. Solaio a due campate con Carico in mezzeria

In generale, nel caso di due travi di luce  $L$  appoggiate alle estremità su cui sono applicati dei carichi concentrati in mezzeria, si ha:



Ipotizzando che siano:  $P = 300 \text{ daN}$ ;  $L = 4,00\text{m}$

risulta:

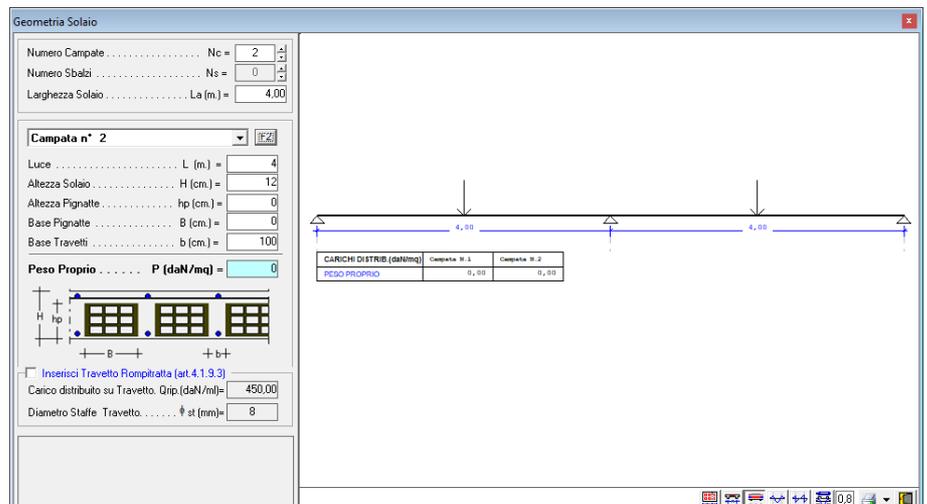
$$\begin{aligned}
 R_A = R_C = \frac{5P}{16} &= 93,75 \text{ daN} \\
 R_B = \frac{11P}{8} &= 412,50 \text{ daN} \\
 M_A = M_C &= 0,00 \text{ daNm} \\
 M_B = \frac{3PL}{16} &= 225,00 \text{ daNm} \\
 M_{\max} = \frac{5PL}{32} &= 187,50 \text{ daNm} \\
 V_A = V_C = \frac{5P}{16} &= 93,75 \text{ daN} \\
 V_B = \frac{11P}{16} &= 206,25 \text{ daN}
 \end{aligned}$$

Utilizzando il software "Solai c.a. V.2018", per studiare il problema di cui sopra, è sufficiente inserire la "Geometria del Solaio", specificando per entrambe le campate:

- Luce del solaio  $L = 4,00 \text{ m}$ .
- Altezza Solaio  $H = 12 \text{ cm}$ .
- Base Travetti  $b = 100 \text{ cm}$ .

ed imporre che il Peso Proprio sia pari a zero, in quanto nel caso in esame non si hanno carichi distribuiti sul solaio.

Inoltre, si inserisce il carico concentrato pari a  $P=300 \text{ daN}$  applicato nella mezzeria, ossia a distanza  $d=2,0 \text{ m}$ . dal bordo SX.



Eseguendo il calcolo del solaio, il software fornisce i risultati di tale calcolo sia in forma di relazione che in forma grafica.

Dall'esame degli stessi si evince che i risultati ottenuti mediante il software coincidono con i risultati teorici.

REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Appoggio	Momento Flettente (daNm)	Taglio sx (daN)	Taglio dx (daN)	R (daN)
1	1	0,00	0,00	93,75	93,75
	2	-225,00	-206,25	206,25	412,50
	3	0,00	-93,75	0,00	93,75

LEGGI DI VARIAZIONE MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO

N.Cmb.	Elemento	Tratto (m)	M(z) (daNm)	T(z) (daN)
1	Campata N. 1	0,00 <= z <= 2,00	$0z^2 + 93,75z$	$0z + 93,75$
		2,00 <= z <= 4,00	$0z^2 - 206,25z + 600$	$0z - 206,25$
	Campata N. 2	0,00 <= z <= 2,00	$0z^2 + 206,25z - 225$	$0z + 206,25$
		2,00 <= z <= 4,00	$0z^2 - 93,75z + 375$	$0z - 93,75$

VERIFICHE DI RESISTENZA S.L.U.

ELEMENTO	TRATTO (m.)	LEMBO	Med (daN·m)	Ved (daN)	Armatura (cmq)		Mrd (daN·m)	Vrd (daN)	Verifica		
					Sup.	Inf.			Med/Mrd	Ved/Vrd	
	0 < z <	4	sup.	-225,00	-206,25	3,80	3,80	1401,17	6018,50	0,16 VER.	0,03 VER.
			inf.	187,50	"	"	"	1401,17	"	0,13 VER.	"
	0 < z <	4	sup.	-225,00	206,25	3,80	3,80	1401,17	6018,50	0,16 VER.	0,03 VER.
			inf.	187,50	"	"	"	1401,17	"	0,13 VER.	"

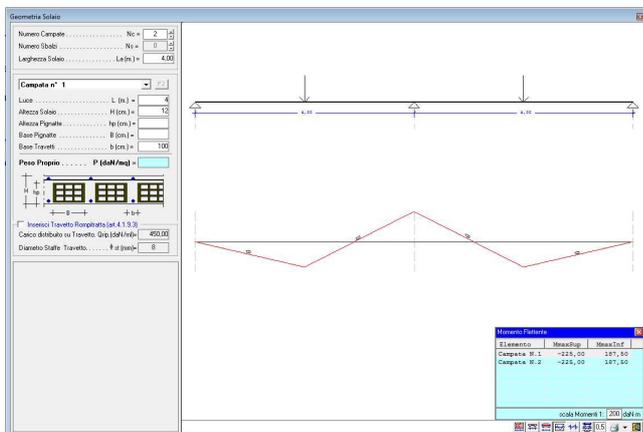


Diagramma Momento Flettente

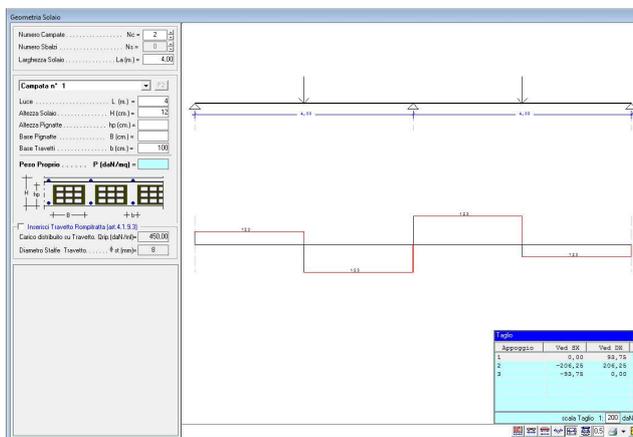


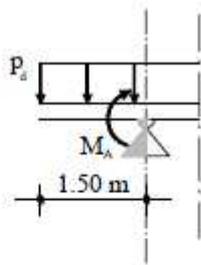
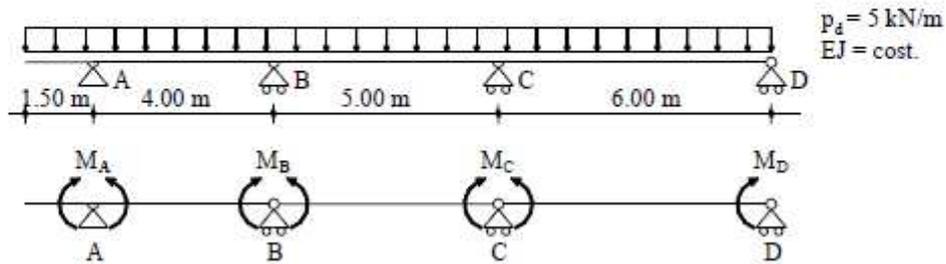
Diagramma Taglio

## 12.6. Solaio a più campate – Equazione dei 3 Momenti

Si riporta un esempio tratto dalle dispense della facoltà di Ingegneria dell'Università di Roma:

### Applicazione

Trovare le reazioni vincolari e le caratteristiche della sollecitazione della trave continua su 3 campate più 1 mensola illustrata in figura:



Il problema è 2 volte iperstatico: le incognite, infatti, sono  $M_B$  e  $M_C$ .

$M_A$  e  $M_D$  invece, hanno valore noto:

$\Rightarrow M_D = 0$  dato che si trova in corrispondenza di una cerniera di estremità

$\Rightarrow M_A$  è noto poiché, qualsiasi cosa succeda lungo il resto della trave, il momento sull'appoggio A deve equilibrare il momento trasmesso dalla mensola e quest'ultimo si trova in maniera univoca:

$$M_A = p_d l \frac{l}{2} = p_d \frac{l^2}{2} = 5.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Avendo 2 incognite,  $M_B$  e  $M_C$ , bisogna scrivere 2 equazioni di congruenza, una relativa all'appoggio B e l'altra all'appoggio C. Con riferimento alla (4), quindi, si avrà:

$$\begin{cases} \frac{1}{24}(64 \cdot 5 + 125 \cdot 5) = \frac{1}{6}(4 \cdot 5.625 + 5 \cdot M_C) + \frac{1}{3}(4 + 5) \cdot M_B \\ \frac{1}{24}(125 \cdot 5 + 216 \cdot 5) = \frac{1}{6}(5 \cdot M_B + 6 \cdot 0) + \frac{1}{3}(5 + 6) \cdot M_C \\ 3.75 + 3 \cdot M_B + 0.833 \cdot M_C = 39.375 \\ 0.833 \cdot M_B + 3.66 \cdot M_C = 71.04 \end{cases}$$

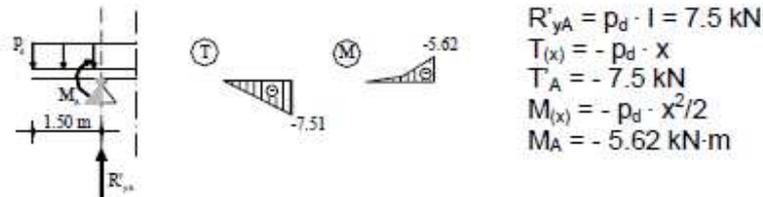
Per risolvere il sistema si può procedere, molto semplicemente, per sostituzione:

$$M_B = \frac{35.625 - 0.833 \cdot M_C}{3} \quad \Rightarrow \quad 0.833 \cdot \frac{35.625 - 0.833 \cdot M_C}{3} + 3.66 \cdot M_C = 71.04$$

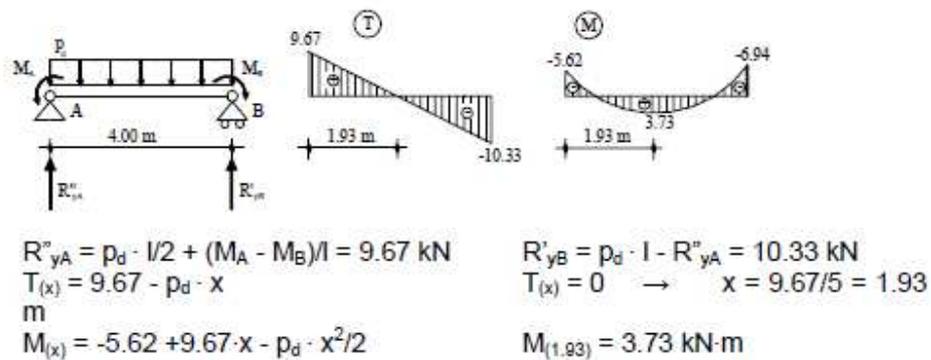
$$M_B = 6.94 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_C = 17.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A questo punto è possibile determinare le caratteristiche della sollecitazione per ogni tratto di trave:

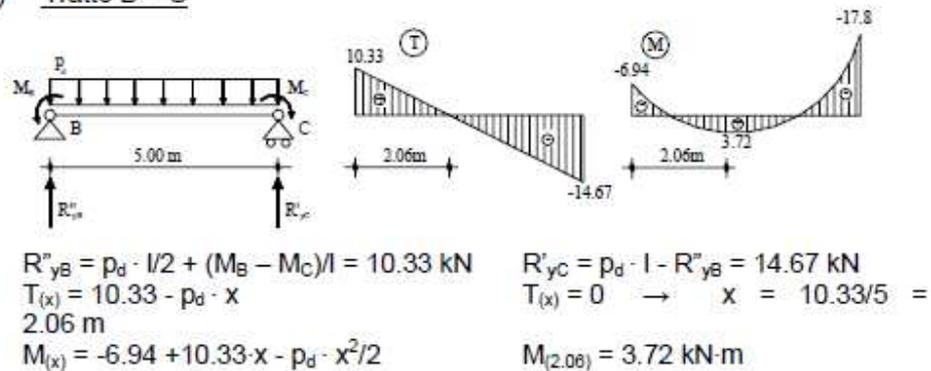
a) Mensola



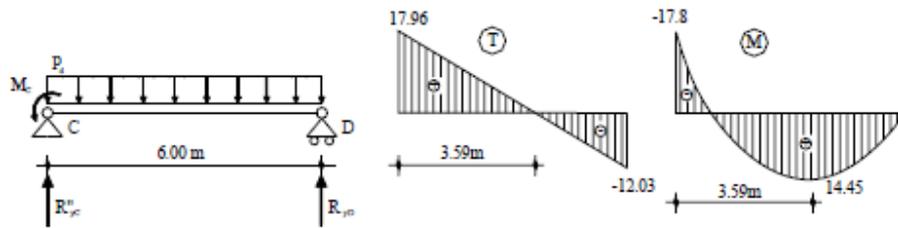
b) Tratto A - B



c) Tratto B - C



d) Tratto C - D



$$R_{yC}^n = p_d \cdot l/2 + M_C/l = 17.96 \text{ kN}$$

$$T_{(x)} = 17.96 - p_d \cdot x$$

$$3.59 \text{ m}$$

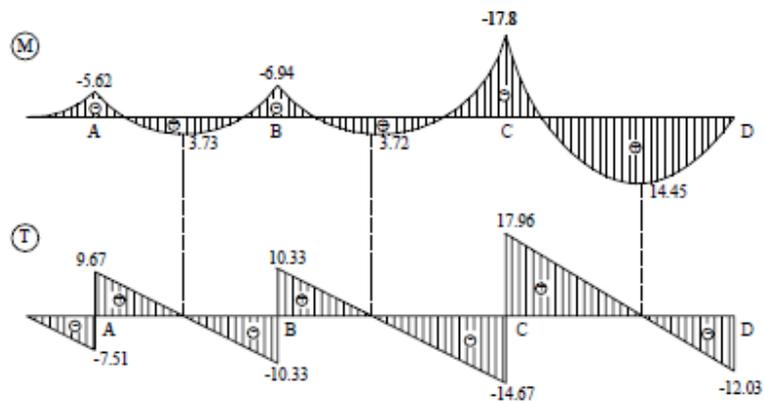
$$M_{(x)} = -17.8 + 17.96 \cdot x - p_d \cdot x^2/2$$

$$R_{yD} = p_d \cdot l - R_{yC}^n = 12.03 \text{ kN}$$

$$T_{(x)} = 0 \rightarrow x = 17.96/5 =$$

$$M_{(3.59)} = 14.45 \text{ kN-m}$$

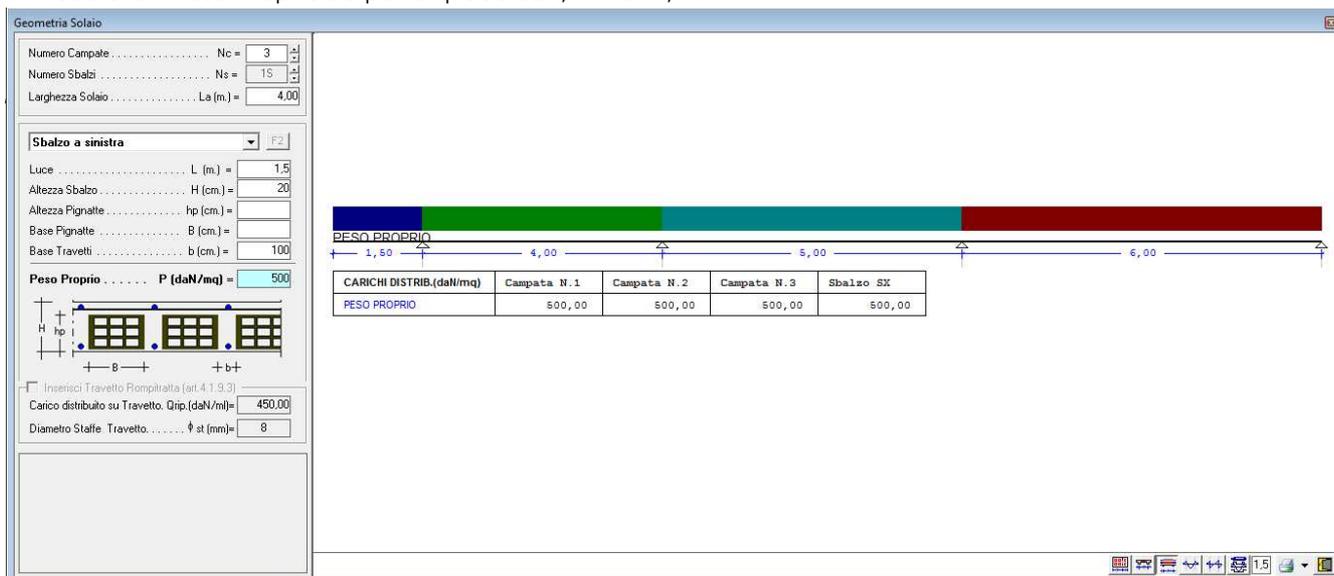
e) Diagrammi completi della trave continua



Utilizzando il software “Solai c.a. V.2018”, per studiare il problema di cui sopra, è sufficiente inserire la “Geometria del Solaio”, specificando:

- Luci del solaio L1 = 4,00 m. L2 = 5,00 m. L3 = 6,00 m.
- Altezza Solaio H = 20 cm.
- Base Travetti b = 100 cm.

in modo che il Peso Proprio sia pari a  $q=500 \text{ daN/m} = 5 \text{ kN/m}$ .



Poiché il software, anche nel caso in cui sul solaio vi è il solo carico distribuito dovuto al peso proprio, nel rispetto della normativa vigente moltiplica lo stesso per il coefficiente di sicurezza dovuto alle azioni  $\gamma_{G1} = 1,30$ , solo per il caso in esame si impone che sia  $\gamma_{G1} = 1,00$ .



Dall'esame del tabulato di calcolo, si evince che i risultati ottenuti mediante il software coincidono con i risultati di cui all'esempio sopra riportato ( a meno di piccole differenze di arrotondamento).

**RISULTATI DI CALCOLO S.L.U.**

REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Appoggio	Momento Flettente (daNm)	Taglio sx (daN)	Taglio dx (daN)	R (daN)
1	1	-562,50	-750,00	967,36	1717,36
	2	-693,06	-1032,64	1032,62	2065,25
	3	-1779,99	-1467,39	1796,66	3264,05
	4	0,00	-1203,34	0,00	1203,34

LEGGI DI VARIAZIONE MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO

N.Cmb.	Elemento	Tratto (m)	M(z) (daNm)	T(z) (daN)
1	Campata N. 1	0,00 <= z <= 4,00	$-250z^2+967,36z-562,5$	$-500z+967,36$
	Campata N. 2	0,00 <= z <= 5,00	$-250z^2+1032,62z-693,06$	$-500z+1032,62$
	Campata N. 3	0,00 <= z <= 6,00	$-250z^2+1796,66z-1779,99$	$-500z+1796,66$
	Sbalzo di SX	0,00 <= z <= 1,50	$-250z^2$	$-500z$
2	Campata N. 1	0,00 <= z <= 4,00	$-250z^2+967,36z-562,5$	$-500z+967,36$
	Campata N. 2	0,00 <= z <= 5,00	$-250z^2+1032,62z-693,06$	$-500z+1032,62$
	Campata N. 3	0,00 <= z <= 6,00	$-250z^2+1796,66z-1779,99$	$-500z+1796,66$
	Sbalzo di SX	0,00 <= z <= 1,50	$-250z^2$	$-500z$
3	Campata N. 1	0,00 <= z <= 4,00	$-250z^2+967,36z-562,5$	$-500z+967,36$
	Campata N. 2	0,00 <= z <= 5,00	$-250z^2+1032,62z-693,06$	$-500z+1032,62$
	Campata N. 3	0,00 <= z <= 6,00	$-250z^2+1796,66z-1779,99$	$-500z+1796,66$
	Sbalzo di SX	0,00 <= z <= 1,50	$-250z^2$	$-500z$
4	Campata N. 1	0,00 <= z <= 4,00	$-250z^2+967,36z-562,5$	$-500z+967,36$
	Campata N. 2	0,00 <= z <= 5,00	$-250z^2+1032,62z-693,06$	$-500z+1032,62$
	Campata N. 3	0,00 <= z <= 6,00	$-250z^2+1796,66z-1779,99$	$-500z+1796,66$
	Sbalzo di SX	0,00 <= z <= 1,50	$-250z^2$	$-500z$
5	Campata N. 1	0,00 <= z <= 4,00	$-250z^2+967,36z-562,5$	$-500z+967,36$
	Campata N. 2	0,00 <= z <= 5,00	$-250z^2+1032,62z-693,06$	$-500z+1032,62$
	Campata N. 3	0,00 <= z <= 6,00	$-250z^2+1796,66z-1779,99$	$-500z+1796,66$
	Sbalzo di SX	0,00 <= z <= 1,50	$-250z^2$	$-500z$

VERIFICHE DI RESISTENZA S.L.U.

ELEMENTO	TRATTO (m.)	LEMBO/ TES0	Med (daN·m)	Ved (daN)	Armatura (cmq)		Mrd (daN·m)	Vrd (daN)	Verifica		
					Sup.	Inf.			Med/Mrd	Ved/Vrd	
	0<z<	4	sup.	-693,06	-1032,64	6,50	6,50	4277,80	10650,75	0,16 VER.	0,10 VER.
			inf.	373,28	"	"	"	4277,80	"	0,09 VER.	"
	0<z<	5	sup.	-1779,99	-1467,39	6,50	6,50	4277,80	10650,75	0,42 VER.	0,14 VER.
			inf.	373,21	"	"	"	4277,80	"	0,09 VER.	"
	0<z<	6	sup.	-1779,99	1796,66	6,50	6,50	4277,80	10650,75	0,42 VER.	0,17 VER.
			inf.	1448,01	"	"	"	4277,80	"	0,34 VER.	"
Sbalzo N. 1	0<z<	1,5	sup.	-562,50	-750,00	6,50	6,50	4277,80	10650,75	0,13 VER.	0,07 VER.
			inf.	0,00	"	"	"	4277,80	"	0,00 VER.	"

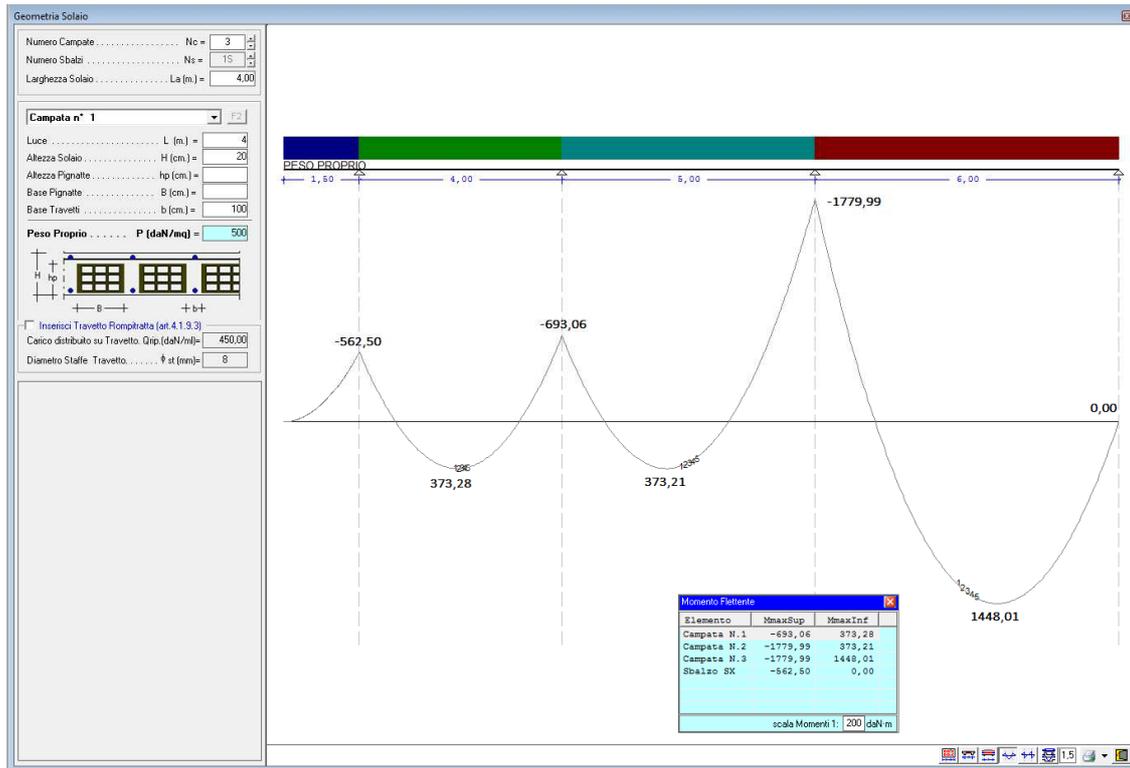


Diagramma Momento Flettente

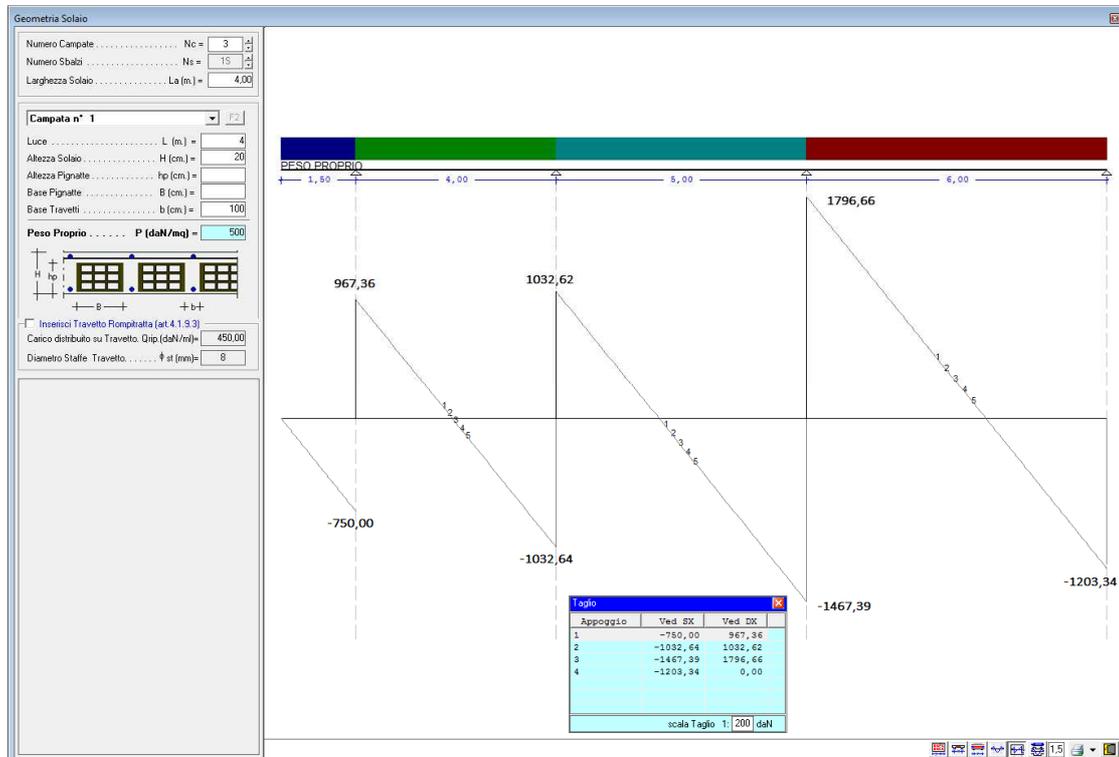
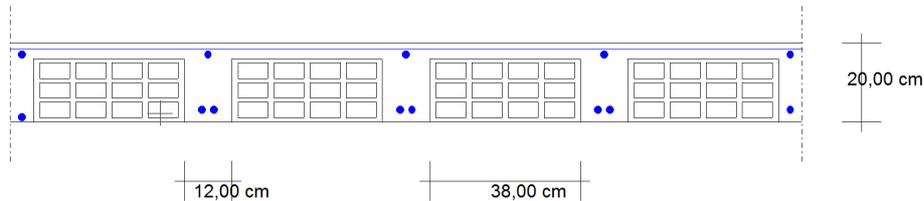


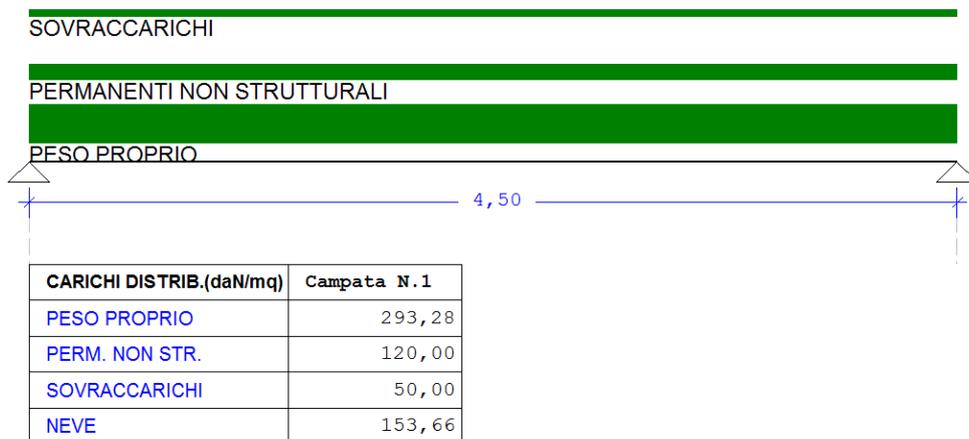
Diagramma Taglio

## 12.7. Solaio 1 campata – Verifica Sezione c.a. a T

Al fine di valutare l'affidabilità del software per ciò che attiene la verifica delle sezioni in c.a. dei travetti, si riporta l'esempio di un solaio ad 1 campata di luce  $L=4,50$  m avente la seguente sezione trasversale:



e soggetto ai seguenti carichi:



Nel rispetto della normativa vigente D.M. 17/01/2918, adottando i seguenti coefficienti di sicurezza

### Coefficienti Normativi relativi alle Azioni

Coefficiente Azioni Permanenti	:	$\gamma_{g1}$ (Sfav.)= 1,30	$\gamma_{g1}$ (Fav.)= 1,00
Coeff. Azioni Permanenti non strutturali	:	$\gamma_{g2}$ (Sfav.)= 1,50	$\gamma_{g2}$ (Fav.)= 0,80
Coefficiente Azioni Variabili	:	$\gamma_q$ (Sfav.)= 1,50	$\gamma_q$ (Fav.)= 0,00

### Coefficienti di Combinazione

Azione / Categoria: H - Coperture e sottotetti accessibili sola manutenzione

$$\psi_{0i} = 0,00; \quad \psi_{1i} = 0,00; \quad \psi_{2i} = 0,00$$

Neve

$$\psi_{0i} = 0,50; \quad \psi_{1i} = 0,20; \quad \psi_{2i} = 0,00$$

### COMBINAZIONI DI CARICO S.L.U.

N.Cmb.	Carico Distribuito	q (daN/mq)
1	$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot [Q_{k2} + \psi_{01} \cdot Q_{k1}]$	791,75

Si ottengono i seguenti risultati:

**RISULTATI DI CALCOLO S.L.U.**

REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Appoggio	Momento Flettente (daNm)	Taglio sx (daN)	Taglio dx (daN)	R (daN)
1	1	0,00	0,00	1781,45	1781,45
	2	0,00	-1781,45	0,00	1781,45

LEGGI DI VARIAZIONE MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO

N.Cmb.	Elemento	Tratto (m)	M(z) (daNm)	T(z) (daN)
1	Campata	0,00 <= z <= 4,50	$-395,88z^2+1781,45z$	$-791,76z+1781,45$

ARMATURE PER TRAVETTO

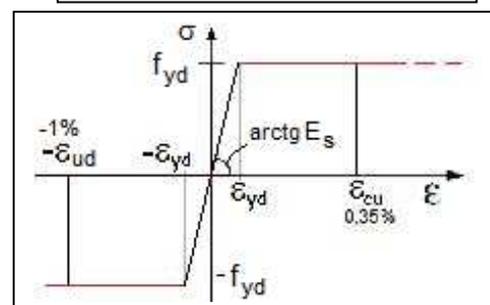
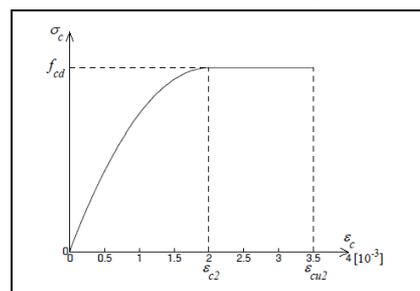
ELEMENTO (N.)	TRATTO (m.)	BASE CLS. (cm.)	ARMATURE	
			SUPERIORI	INFERIORI
Campata N. 1	0,00<=z<= 0,25	100,00	1ø8	3ø8
	0,25<=z<= 4,25	24,00	1ø8	3ø8
	4,25<=z<= 4,50	100,00	1ø8	3ø8

VERIFICHE DI RESISTENZA S.L.U.

ELEMENTO	TRATTO (m.)	LEMBO/ TESO	Med (daN·m)	Ved (daN)	Armatura (cmq)		Mrd (daN·m)	Vrd (daN)	Verifica	
					Sup.	Inf.			Med/Mrd	Ved/Vrd
Campata N. 1	0<z< 0,25	sup.	0,00	1781,45	1,00	3,00	722,88	7190,39	0,00 VER.	0,25 VER.
		inf.	420,62	"	"	"	2035,28	"	0,21 VER.	"
	0,25<z< 4,25	sup.	0,00	1583,51	1,00	3,00	667,85	2776,90	0,00 VER.	0,57 VER.
		inf.	2004,13	"	"	"	2035,28	"	0,98 VER.	"
	4,25<z< 4,5	sup.	0,00	-1781,45	1,00	3,00	722,88	7190,39	0,00 VER.	0,25 VER.
		inf.	420,62	"	"	"	2035,28	"	0,21 VER.	"

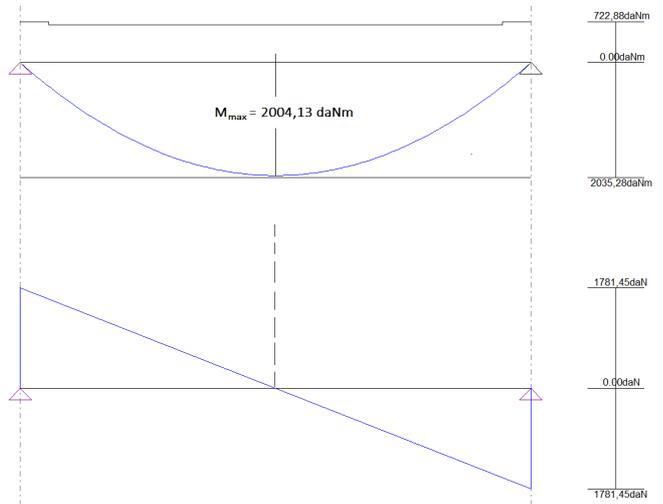
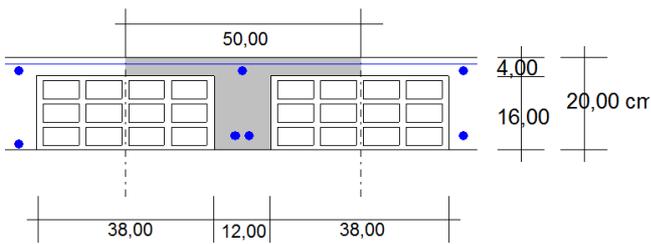
La verifica sopra indicata, viene eseguita dal software, per la striscia di 1 m di solaio, come indicato al par. 2 ipotizzando che

- il modello  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo sia quello di parabola-rettangolo;
- la deformazione massima (in valore assoluto), nell'armatura tesa sia pari a:  $\epsilon_{ud}=0,01$  (1%).



Essendo l'interasse dei travetti pari a cm. 50, nella sezione a T che si ottiene isolando il singolo travetto in *prossimità della mezzeria del solaio*, come si evince dal tabulato sopra riportato si ha:

B = cm.50,00 = mm. 500  
 H = cm.20,00 = mm. 200  
 b = cm.12,00 = mm. 120  
 s = cm. 4,00 = mm. 40  
 c = cm. 2,00 = mm.20



$$M = 2004,13 / 2 = 1002,07 \text{ daNm} = 10,02 \text{ kNm}$$

$$T = 0$$

$$A's = 0,5 \text{ cmq.} = 50 \text{ mmq.}$$

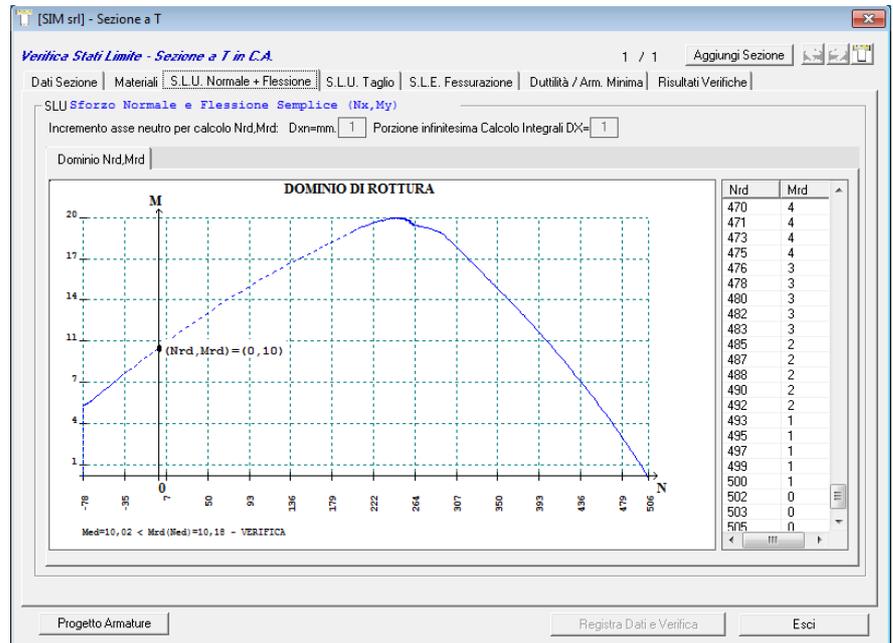
$$A_s = 1,5 \text{ cmq.} = 150 \text{ mmq.}$$

Con tali dati,

Sia il software "SolaiCA.2018" che il software Free "VerSezCA2018" determinano i seguenti valori di Momento resistente e Taglio Resistente:

$M_{rd} = 10,18 \text{ kNm}$

Ossia  $M_{rd} = 20,36 \text{ kNm} = 2036 \text{ daNm}$   
(nella striscia di 1m)



$V_{rd} = 13,88 \text{ kN}$

Ossia  $V_{rd} = 27,76 \text{ kN} = 2776 \text{ daN}$   
(nella striscia di 1m)

