

Capitolo 6

I SOLAI

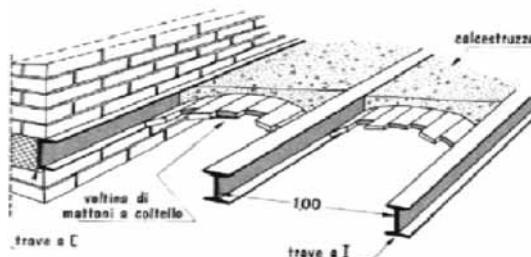
► 6.1. Generalità

I solai hanno sempre rappresentato un elemento importante nelle costruzioni che ha consentito, assieme alle volte, di coprire uno spazio compreso fra muri. Assolvono contemporaneamente alla doppia funzione di riparare l'edificio e l'uomo dalle intemperie, e moltiplicare la superficie in pianta sviluppandola verticalmente. Diverse sono le funzioni del solaio e vanno da quella statica, di sopportare il peso proprio ed i carichi accidentali, a quella di assicurare una coibenza acustica soddisfacente, oltre alla funzione ad esso assegnata dalla vigente normativa sismica (D.M. 16 gennaio 1996) che è quella di ripartizione delle forze sismiche sugli elementi strutturali perimetrali. A tale scopo i solai debbono possedere la necessaria rigidezza.

I materiali utili alla realizzazione di un solaio sono molteplici e molteplici sono le soluzioni costruttive possibili. I primi solai ad essere realizzati furono solai in legno.



Una soluzione costruttivamente facile, ma che generalmente prevedeva spessori utili elevati, alta deformabilità meccanica, facilità di usura per effetto di agenti esterni, scarse caratteristiche di isolamento termico ed acustico, facilità di incendio. Altra nota dolente dei solai in legno è la scarsa possibilità di collegamento con la restante struttura portante che li rende così poco adatti per costruzioni in zona sismica: se non ben curati infatti, i collegamenti non sono in grado di trasmettere adeguatamente le forze inerziali di piano con conseguente mal funzionamento dell'intero organismo strutturale. La tipologia dei solai in acciaio, che seguì quella in legno, oltre a mantenere la facilità di esecuzione aveva la possibilità di superare luci assai maggiori e con minore deformabilità; miglioravano inoltre le caratteristiche termiche ed acustiche. Come quelli in legno, i solai in acciaio erano vulnerabili al fuoco e spesso nascevano problemi di finitura come ad esempio la difficoltà di intonacare uniformemente l'intradosso per la presenza di materiali differenti (acciaio e laterizio). Grazie alle nuove tecnologie le prestazioni di solai in acciaio sono estremamente migliorate ed essi sono oggi spesso utilizzati in edifici interamente in acciaio o in opere di ristrutturazione di vecchi edifici in muratura.



Solaio in ferro con voltina di mattoni

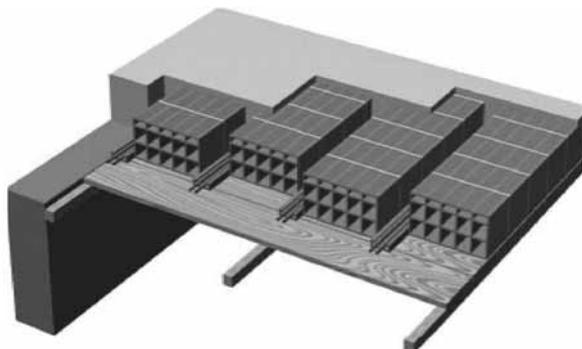
Con l'avvento del cemento armato si ebbe la possibilità di realizzare solai in grado di rispettare le principali esigenze richieste a questo tipo di struttura. Si trattava di studiare la soluzione tecnologica più adatta alle esigenze. I solai a soletta piena furono i primi ad essere proposti ma avevano l'inconveniente principale di essere estremamente pesanti. Venne così l'idea di alleggerire la struttura realizzando graticci di travi in cemento armato collegate da una sottile soletta sovrastante anch'essa in c.a., la cosiddetta soletta nervata. Questo tipo di struttura ricalca fedelmente l'orditura classica dei solai in legno con un'orditura principale, una secondaria e un elemento piano di collegamento.

Successivamente furono utilizzati i solai latero-cementizi gettati in opera che rappresentano il tipo di solaio misto in laterizio e cemento armato più diffuso in edilizia.

I blocchi di laterizio, muniti di alette laterali o accompagnati da fondelli sempre in laterizio, vengono posizionati su un impalcato di sostegno provvisorio che viene smontato non appena il conglomerato ha raggiunto una resistenza meccanica sufficiente (comunque non prima di 28 giorni).

Dopo aver sistemato tutti i blocchi e prima di procedere con il getto dei travetti e della soletta in calcestruzzo, si posizionano i ferri di armatura ricorrendo all'uso di distanziatori o di sistemi equivalenti in modo da assicurare che, nella fase di getto, i ferri mantengano una corretta disposizione.

In pratica, rispetto ad una soletta nervata, il solaio misto, così congegnato, presenta il vantaggio di essere composto da elementi di alleggerimento che hanno anche la funzione di isolatori acustici, di casaforne per il getto di completamento e di uniformare tutta la superficie d'intradosso con una notevole riduzione dei tempi di realizzazione e la necessità di mano d'opera non specializzata.



Solaio in latero-cemento

► 6.2. Solai in legno

Questo tipo di solaio, venne utilizzato fin dai primordi dell’architettura con buoni risultati.

I primi esempi di costruzioni in legno furono le capanne nei popoli primitivi in cui era già chiaramente differenziabile la struttura portante dal manto di copertura costituito in paglia, frasche, fango secco etc.

Ma l’applicazione concreta nelle costruzioni avviene in epoca greca quando le travi in legno furono utilizzate per la copertura dei Templi.

Un importante passo avanti fu compiuto dai Romani che costruirono le prime capriate in legno che consentirono loro di coprire grandi luci.

Oggi le strutture portanti in legno non trovano applicazione tranne che per interventi di restauro conservativo in edifici di particolare interesse architettonico. Le nuove norme sismiche (D.M. 16 gennaio 1996) al punto C.9.8.2 prevedono, infatti, la sostituzione dei solai in legno esistenti mediante ricostruzione con materiali idonei a garantire una sufficiente rigidezza utile ai fini della corretta ripartizione delle forze sismiche. Vengono esclusi solamente gli interventi che devono soddisfare a particolari esigenze architettoniche.

Il tipo più semplice ed economico di solaio in legno, che si rinviene ancora soprattutto nell’edilizia rurale è quello costituito da travi in legno poste ad interasse costante sormontati da assito di tavole, tale solaio si adatta a luci modeste (sino a m 4.00 circa).

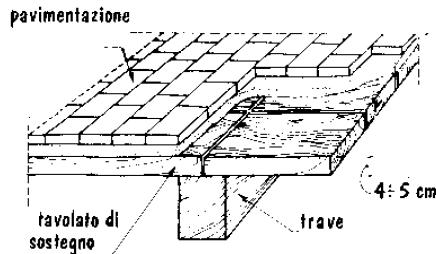
Se si utilizzano travi lamellari in legno con il sistema dell’orditura semplice si possono coprire luci fino a m 6.00 senza notevole aumento di sezione delle travi portanti.

Per la copertura di vani aventi dimensioni maggiori si utilizzano i solai composti o a doppia orditura che sono costituiti oltre che da una orditura principale, disposta parallelamente al lato corto del vano, da una orditura secondaria poggiante sulle travi principali e sormontata dall’assito in legno e sovrastante pavimentazione.

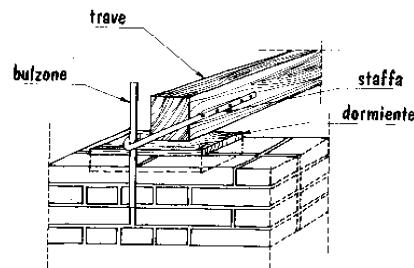
► 6.2.1. *Solai ad orditura semplice*

Gli elementi costitutivi del solaio a semplice orditura, che può arrivare a spessori finiti pari a cm 40, sono:

- travi portanti (o travicelli), in genere, disposte parallelamente al lato minore del vano, ad interasse variabile da 40-70 cm in funzione della destinazione d’uso del manufatto e quindi proporzionalmente ai carichi cui deve essere sottoposto. Le travi sono appoggiate alla muratura previa interposizione di dormiente costituito da una tavola di legno duro resistente all’umidità, che ha la funzione di ripartire i carichi sull’appoggio;
- assito (o tavolato), disposto superiormente ed in senso ortogonale alle travi principali, ha uno spessore pari a cm 3-5 e serve da base di appoggio per la messa in opera della pavimentazione. Nelle costruzioni rurali spesso l’assito fungeva anche da pavimentazione;
- caldana, realizzata in materiale leggero avente spessore di cm 3-4 veniva utilizzata al di sopra dell’assito;
- letto di posa;
- pavimento.



Particolare solaio in legno a semplice orditura

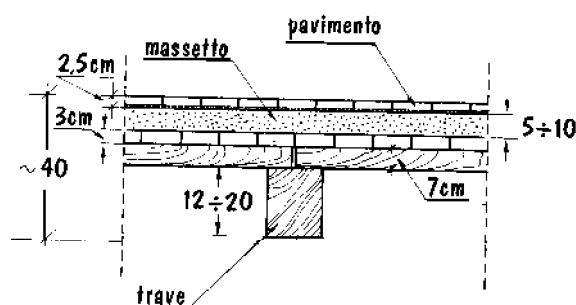
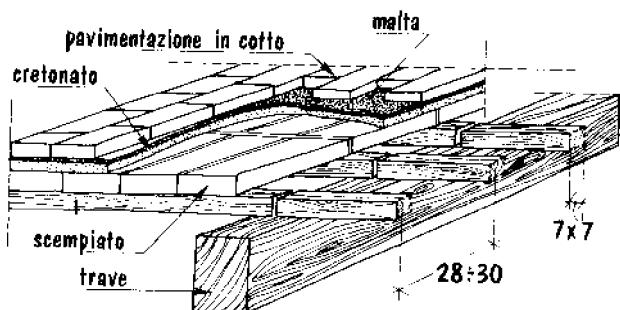


Particolare collegamento trave-muratura

► 6.2.2. Solai ad orditura composta

Quando la luce del vano da coprire con il solaio è notevole (5-7 m) è conveniente utilizzare questo tipo di solaio chiamato composto.

La differenza con quello ad orditura semplice consiste nel fatto che la struttura portante è costituita da due ordini di travi sovrapposte ed ortogonali tra di loro, di cui le travi principali (dette anche travi maestre), in genere sono disposte parallelamente al lato corto ad interasse di m 2.00-4.00, mentre l'orditura secondaria viene disposta ortogonalmente a quella principale ad interasse di cm 40-60.



Particolari solaio a doppia orditura

► 6.2.3. Verifiche

La verifica dei solai in legno consiste nell'esecuzione della verifica a flessione e taglio delle travi portanti.

Il solido di DSV risulta sollecitato a flessione semplice, quando le caratteristiche della sollecitazione esterna sulle due basi si riconducono ad una coppia M agente in qualsiasi piano contenente l'asse del solido.

Poiché, per definizione, il momento flettente è il momento risultante delle tensioni rispetto al baricentro, si ha:

$$MRd = - \int_{\text{sup}} \sigma y dA = - \int_{\text{inf}} -f y dA - \int_{\text{sup}} f y dA = f y d \int_{\text{inf}} y dA - f y d \int_{1/2 \text{ Sez}} y dA = 2 S f_{yd}$$

dato che il momento statico della metà superiore della sezione è uguale e opposto al momento statico della metà inferiore. Per evidenziare l'analogia di questa espressione con quella usata nell'ipotesi di

€ comportamento lineare, la quantità $2 S_{1/2 \text{ sez}}$ (doppio del momento statico di mezza sezione) viene chiamata modulo di resistenza plastico ed indicata col simbolo W_{pl} . Si ha in definitiva:

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} f_{yd}}{\gamma_{m0}}$$

In fase di progetto è noto il momento flettente M_{sd} ed il modulo di resistenza necessario per la sezione si ricava dalla condizione ϵ

$$W_{pl} \geq \frac{M_{sd} \gamma_{m0}}{f_{yd}}$$

dove:

M_{sd} è il momento flettente Max;

W_{pl} è il modulo di resistenza plastico della sezione;

γ_{m0} è il coefficiente di sicurezza;

f_{yd} è la tensione di calcolo del legno.

Qualora la struttura portante in legno sia posta a sostegno di solai di copertura a falde inclinate ci troviamo in presenza sollecitazioni di flessione deviata.

Si ha flessione deviata in un solido se:

- l'asse di sollecitazione s non coincide \neq o non è \parallel ad un'asse principale d'inerzia della trave;
- gli assi di flessione f e sollecitazione s non coincidono;
- l'asse neutro n è il coniugato dell'asse di sollecitazione.

La flessione deviata può considerarsi come ottenuta dalla sovrapposizione di 2 flessioni rette una sull'asse x e l'altra sull'asse y (dove x e y sono gli assi principali d'inerzia). Quindi il vettore M che si trova sull'asse di sollecitazione si scomponga nelle 2 componenti: M_x ed M_y che in effetti sono le proiezioni di M sugli assi principali d'inerzia x e y .

$$M_x = M^* \cos \alpha - M_y = M^* \sin \alpha$$

Se invece di un momento si ha una forza F , che dà momento, la stessa, si scomponne nelle 2 componenti sugli assi principali d'inerzia:

$$F_x = F \cos \alpha - F_y = F \sin \alpha$$

A questo punto dato che abbiamo la somma di 2 flessioni rette il principio di sovrapposizione degli effetti ci consente di scrivere:

$$M_{sd} = M_x \pm M_y$$

dove:

M_x è il momento indotto dalle azioni agenti in direzione X;

M_y è il momento indotto dalle azioni agenti in direzione Y.

► 6.3. Solai in ferro e tavelloni

► 6.3.1. Cenni storici

I metalli hanno trovato applicazione nell'edilizia sin dai tempi antichi de si considera l'utilizzo dei metalli non ferrosi rame, bronzo, piombo ecc. mentre quelli ferrosi hanno trovato applicazione a partire dalla Rivoluzione industriale XVIII secolo.

I solai in acciaio presentano notevoli vantaggi rispetto a quelli con struttura lignea, in particolare offrono maggiore resistenza, lunga durata e minore pericolo di incendio.

Il loro impiego, oggi è limitato a sostituzione di solai in legno in vecchie costruzioni, e nei nuovi fabbricati con struttura portante in acciaio.

L'elemento portante è rappresentato dalle travi a doppio T sulle quali poggiano gli elementi di completamento che possono essere laterizi o lamiere grecate.

Negli edifici civili, in cui necessita che la superficie del soffitto sia piana, si utilizzano i solai in ferro e tabelloni, mentre negli edifici industriali e rurali è possibile utilizzare, quale materiale di completamento, la lamiera recata.

Un inconveniente che spesso capita quando si utilizzano solai in ferro e tabelloni è quello che in corrispondenza dei profilati a doppio T l'intonaco presenta delle microlesioni dovute all'effetto della dilatazione termica avente coefficiente diverso per l'acciaio e per i laterizi. Per risolvere tale inconveniente basta rendere omogenee le superfici inferiori mediante applicazione sui profilati a doppio T di elementi in laterizio detti "copriferri".

► 6.3.2. Caratteristiche di resistenza

Sul mercato esistono vari tipi di profili che vengono scelti in funzione del tipo di sforzo cui debbono essere sottoposti.

In genere nei solai in ferro si utilizzano profili NP e IPE le cui caratteristiche meccaniche e geometriche sono riassunte nelle seguenti tabelle:

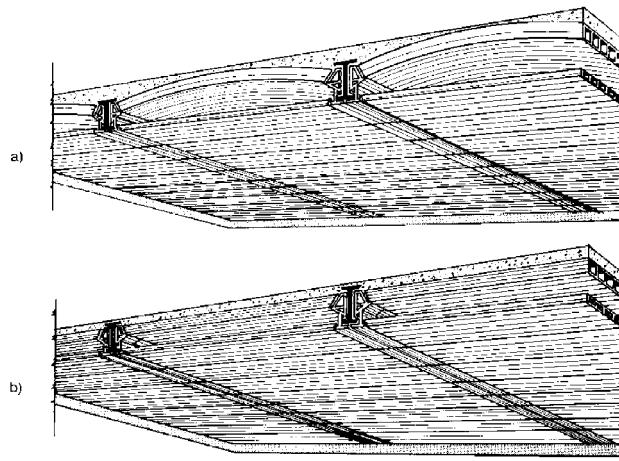
Tab. 1 – Caratteristiche Profili IPE

| | G | h | b | I_y | W_{el.y} | W_{pl.y} | i_y | A_{vz} | I_z | W_{el.z} | W_{pl.z} |
|---------|----------|----------|----------|----------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------|-----------------------|----------------------|-------------------------|-------------------------|
| | Kg/m | mm | mm | cm ⁴ | cm ³ | cm ³ | cm | cm ² | cm ⁴ | cm ³ | cm ³ |
| IPE 100 | 8.1 | 100 | 55 | 171.0 | 34.20 | 39.41 | 4.07 | 5.08 | 15.92 | 5.79 | 9.15 |
| IPE 120 | 10.4 | 120 | 64 | 317.8 | 52.96 | 60.73 | 4.90 | 6.31 | 27.67 | 8.65 | 13.58 |
| IPE 140 | 12.9 | 140 | 73 | 541.2 | 77.32 | 88.34 | 5.74 | 7.64 | 44.92 | 12.31 | 19.25 |
| IPE 160 | 15.8 | 160 | 82 | 869.3 | 108.7 | 123.9 | 6.58 | 9.66 | 68.31 | 16.66 | 26.10 |
| IPE 180 | 18.8 | 180 | 91 | 1317 | 146.3 | 166.4 | 7.42 | 11.25 | 100.9 | 22.16 | 34.60 |
| IPE 200 | 22.4 | 200 | 100 | 1943 | 194.3 | 220.6 | 8.26 | 14.00 | 142.4 | 28.47 | 44.61 |
| IPE 220 | 26.2 | 220 | 110 | 2772 | 252.0 | 285.4 | 9.11 | 15.88 | 204.9 | 37.25 | 58.11 |
| IPE 240 | 30.7 | 240 | 120 | 3892 | 324.3 | 366.6 | 9.97 | 19.14 | 283.6 | 47.27 | 73.92 |
| IPE 270 | 36.1 | 270 | 135 | 5790 | 428.9 | 484.0 | 11.23 | 22.14 | 419.9 | 62.20 | 96.95 |
| IPE 300 | 42.2 | 300 | 150 | 8356 | 557.1 | 628.4 | 12.46 | 25.68 | 603.8 | 80.50 | 125.2 |
| IPE 330 | 49.1 | 330 | 160 | 11770 | 713.1 | 804.3 | 13.71 | 30.81 | 788.1 | 98.52 | 153.7 |
| IPE 360 | 57.1 | 360 | 170 | 16270 | 903.6 | 1019 | 14.95 | 35.14 | 1043 | 122.8 | 191.1 |
| IPE 400 | 66.3 | 400 | 180 | 23130 | 1156 | 1307 | 16.55 | 42.69 | 1318 | 146.4 | 229.0 |
| IPE 450 | 77.6 | 450 | 190 | 33740 | 1500 | 1702 | 18.48 | 50.85 | 1676 | 176.4 | 276.4 |
| IPE 500 | 90.7 | 500 | 200 | 48200 | 1928 | 2194 | 20.43 | 59.87 | 2142 | 214.2 | 335.9 |
| IPE 550 | 106 | 550 | 210 | 67120 | 2441 | 2787 | 22.35 | 72.34 | 2668 | 254.1 | 400.5 |
| IPE 600 | 122 | 600 | 220 | 92080 | 3069 | 3512 | 24.30 | 83.78 | 3387 | 307.9 | 485.6 |

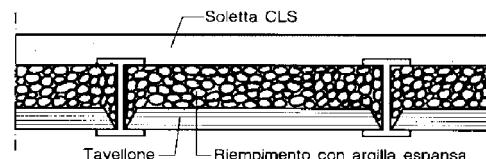
Tab. 2 – Caratteristiche Profili NP

| | G | h | b | A | A_L | A_G | W_{el.y} | W_{pl.y} | W_{el.z} | W_{pl.z} |
|---------|----------|----------|----------|-----------------|----------------------|----------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | kg/m | mm | mm | cm ² | m ² /m | m ² /t | cm ³ | cm ³ | cm ³ | cm ³ |
| IPN 120 | 11.1 | 120 | 58 | 14.2 | 0.439 | 39.38 | 54.7 | 63.6 | 7.41 | 12.4 |
| IPN 140 | 14.3 | 140 | 66 | 18.3 | 0.502 | 34.94 | 81.9 | 95.4 | 10.7 | 17.9 |
| IPN 160 | 17.9 | 160 | 74 | 22.8 | 0.575 | 32.13 | 117 | 136 | 14.8 | 24.9 |
| IPN 180 | 21.9 | 180 | 82 | 27.9 | 0.640 | 29.22 | 161 | 187 | 19.8 | 33.2 |
| IPN 200 | 26.2 | 200 | 90 | 33.4 | 0.709 | 27.04 | 214 | 250 | 26.0 | 43.5 |
| IPN 220 | 31.1 | 220 | 98 | 39.5 | 0.775 | 24.99 | 278 | 324 | 33.1 | 55.7 |
| IPN 240 | 36.2 | 240 | 106 | 46.1 | 0.844 | 23.32 | 354 | 412 | 41.7 | 70.0 |
| IPN 260 | 41.9 | 260 | 113 | 53.3 | 0.906 | 21.65 | 442 | 514 | 51.0 | 85.9 |
| IPN 280 | 47.9 | 280 | 119 | 61.0 | 0.966 | 20.17 | 542 | 632 | 61.2 | 103 |
| IPN 300 | 54.2 | 300 | 125 | 69.0 | 1.03 | 19.02 | 653 | 762 | 72.2 | 121 |
| IPN 320 | 61.0 | 320 | 131 | 77.7 | 1.09 | 17.87 | 782 | 914 | 84.7 | 143 |
| IPN 340 | 68.0 | 340 | 137 | 86.7 | 1.15 | 16.90 | 923 | 1080 | 98.4 | 166 |
| IPN 360 | 76.1 | 360 | 143 | 97.0 | 1.21 | 15.89 | 1090 | 1276 | 114.0 | 194 |
| IPN 380 | 84.0 | 380 | 149 | 107 | 1.27 | 15.12 | 1260 | 1482 | 131.0 | 221 |
| IPN 400 | 92.4 | 400 | 155 | 118 | 1.33 | 14.36 | 1460 | 1714 | 149 | 253 |
| IPN 450 | 115 | 450 | 170 | 147 | 1.48 | 12.83 | 2040 | 2400 | 203 | 345 |
| IPN 500 | 141 | 500 | 185 | 179 | 1.63 | 11.60 | 2750 | 3240 | 268 | 456 |
| IPN 550 | 166 | 550 | 200 | 212 | 1.80 | 10.80 | 3610 | 4240 | 349 | 592 |

I profilati, in genere, vengono disposti parallelamente al lato più corto del vano da coprire, ad interasse variabile da cm 60 a cm 120, in funzione del tipo ed entità delle Sollecitazioni indotte dai carichi. Il collegamento dei profili avviene mediante tavelloni in laterizio aventi dimensioni pari a cm 60-120, larghezza cm 25 ed altezza cm 6-10.



Impiego di tavelle piene e taveloni forati con tavelline per solai in ferro



Dettaglio solai in ferro e laterizi

Superiormente a detti tabelloni viene gettato in opera uno strato di cretonato di riempimento confezionato con inerti leggeri.

► 6.3.3. Verifica

La verifica dei solai in ferro consiste nell'esecuzione della verifica a flessione e taglio delle travi portanti. Poiché, per definizione, il momento flettente è il momento risultante delle tensioni rispetto al bari-centro, si ha:

$$MR_d = - \int_{\text{sup}} \sigma y dA = - \int_{\text{inf}} -f y dA - \int_{\text{sup}} f y dA = f y d \int_{\text{inf}} y dA - f y d \int_{1/2 \text{Sez}} y dA = 2 S f_y d$$

dato che il momento statico della metà superiore della sezione è uguale e opposto al momento statico della metà inferiore. Per evidenziare l'analogia di questa espressione con quella usata nell'ipotesi di comportamento lineare, la quantità $2 S_{1/2 \text{sez}}$ (doppio del momento statico di mezza sezione) viene chiamata modulo di resistenza plastico ed indicata col simbolo W_{pl} .

Si ha in definitiva:

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} f_{yd}}{\gamma_{mo}}$$

In fase di progetto è noto il momento flettente M_{sd} ed il modulo di resistenza necessario per la sezione si ricava dalla condizione:

$$M_{sd} \leq \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{mo}}$$

da cui si ottiene

$$\epsilon \quad W_{pl} \geq \frac{M_{sd} * \gamma_{mo}}{f_y}$$

dove:

M_{sd} è il momento flettente Max;

W_{pl} è il modulo di resistenza plastico del profilato;

γ_{mo} è il coefficiente di sicurezza;

f_y è la tensione di snervamento dell'acciaio.

Qualora la struttura portante in acciaio, così come detto in precedenza per i solai in legno, sia posta a soffitto di solai di copertura a falda inclinata ci troviamo in presenza di sollecitazioni di flessione deviata. La flessione deviata può considerarsi come ottenuta dalla sovrapposizione di 2 flessioni rette una sull'asse x e l'altra sull'asse y (dove x e y sono gli assi principali d'inerzia). Quindi il vettore M che si trova sull'asse di sollecitazione si scomponga nelle 2 componenti: M_x ed M_y che in effetti sono le proiezioni di M sugli assi principali d'inerzia x e y.

$$M_x = M \cos \alpha - M_y = M \sin \alpha$$

Se invece di un momento si ha una forza F, che dà momento, la stessa, si scomponga nelle 2 componenti sugli assi principali d'inerzia:

$$F_x = F \cos \alpha - F_y = F \sin \alpha$$

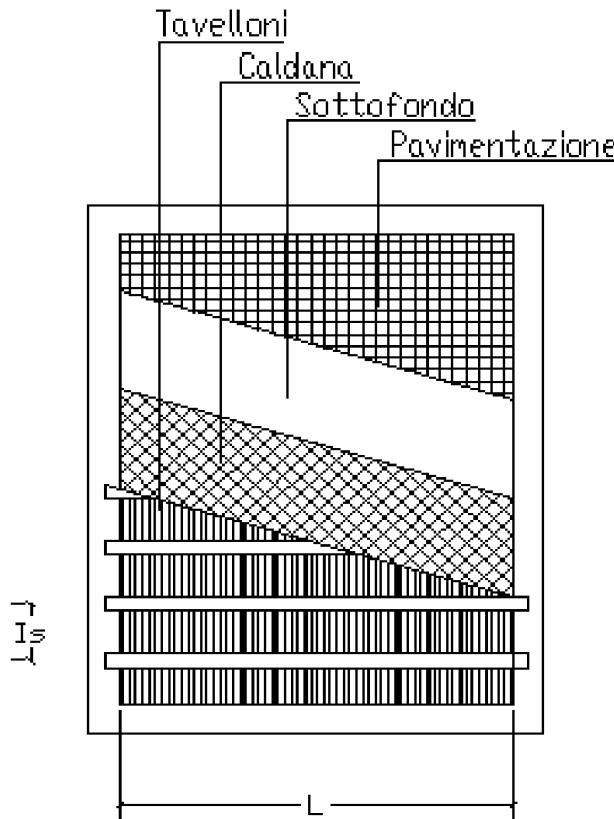
A questo punto dato che abbiamo la somma di 2 flessioni rette il principio di sovrapposizione degli effetti ci consente di scrivere:

$$M_{max} = M_x + M_y$$

Quindi si effettua la verifica utilizzando le formule tradizionali sopra riportate.

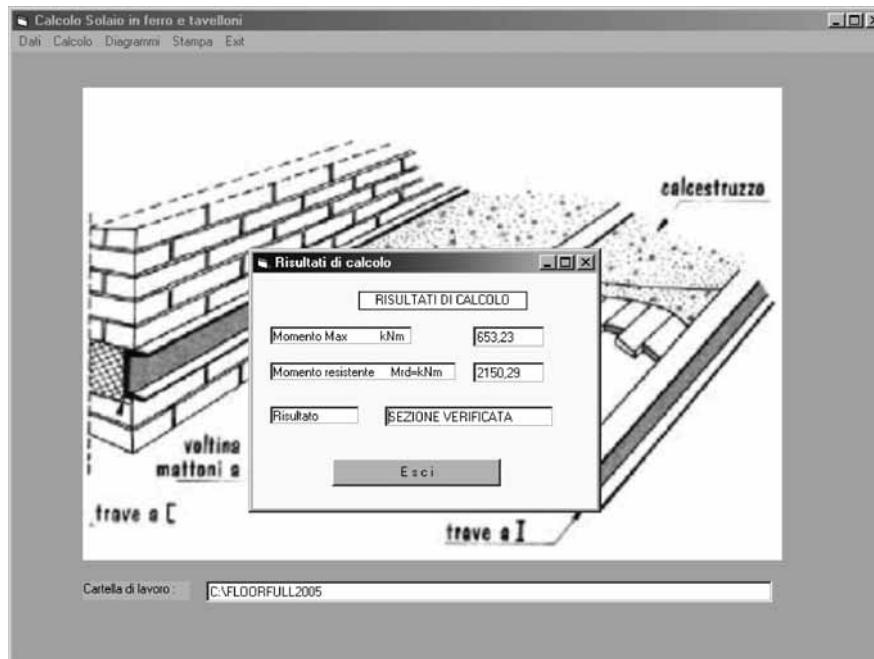
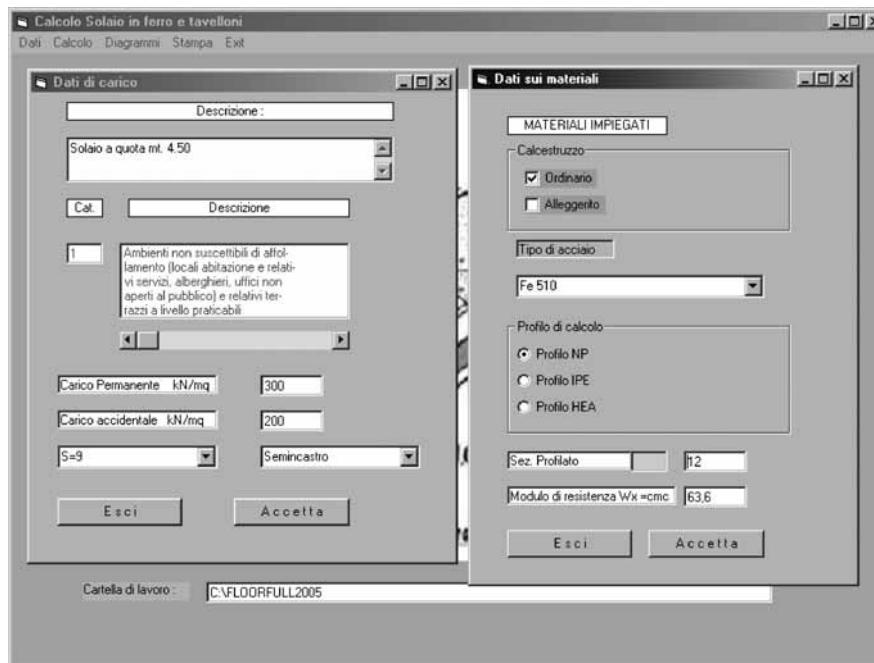
► **6.3.4. Software solai in ferro**

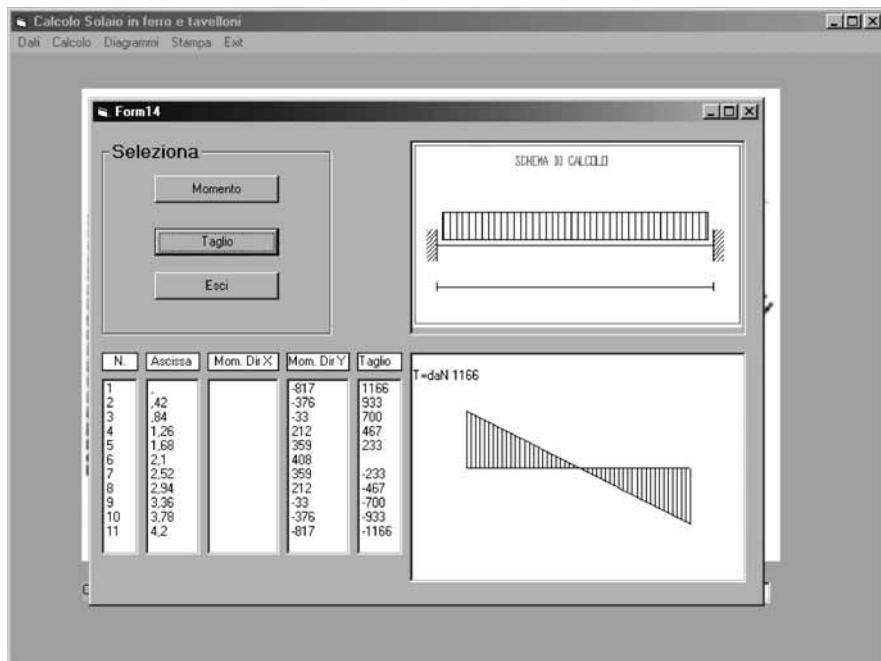
Il software solai in ferro e tavelloni consente di effettuare il calcolo di verifica di solai ad orditura semplice, mediante impiego di profilati in acciaio a doppio T.



Solaio in ferro e tavelloni a semplice orditura

L'inserimento dei dati avviene in maniera molto semplice e rapida, inserendo i dati geometrici relativi al profilo da utilizzare, la luce teorica, le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati, le condizioni di carico, la sismicità della zona ed il tipo di vincolo in pochi secondi viene effettuata la verifica del solaio ed i risultati vengono visualizzati a video. Ultimata la fase di calcolo è possibile procedere alla stampa con anteprima del tabulato completo per la presentazione presso gli uffici preposti alla tutela del vincolo sismico.





CALCOLO DI VERIFICA SOLAIO IN FERRO E TAVELLONI

DESCRIZIONE: Solaio a quota m 4.50

Categoria di verifica = 1

| | | | |
|------------------------|--|--|--|
| Descrizione categoria: | Ambienti non suscettibili di affollamento (locali abitazione e relativi servizi, alberghieri, uffici non aperti al pubblico) e relativi terrazzi a livello praticabili | | |
|------------------------|--|--|--|

Trave in ferro posta in opera: NP 12 W_{pl} = 63.6 i = 0.8

Calcolo di un solaio in ferro con lame a doppio T – tavelloni e sovrastante soletta in calcestruzzo alleggerito.

| DATI DEL SOLAIO | | | |
|----------------------|--|---|-----|
| Luce del solaio | | m | 4 |
| Interasse delle lame | | m | 0.8 |
| Inclinazione falda | | ° | 0 |

| ANALISI DEI CARICHI | | |
|--------------------------|-------------------|------|
| Soletta | kN/m ² | 1.44 |
| Tavelloni | kN/m ² | 0.35 |
| Intonaco | kN/m ² | 0.3 |
| Pavimenti/Tegole | kN/m ² | 0.8 |
| Peso del profilato | kN/m ² | 0.11 |
| Somma del peso proprio | kN/m ² | 3 |
| Sovraccarico accidentale | kN/m ² | 2 |
| Carico Totale | kN/m ² | 5 |

Le travi sono poste ad un interasse di m 0.8 aventi una lunghezza di appoggio pari a cm 20 essendo $Lo = 4$, m la luce netta della trave, avremo una luce teorica pari a:

$$L = Lo + 2/3 * 0.30 = m 4.2$$

| RISULTATI DI CALCOLO | | |
|--|-------------------|-------|
| Peso solaio | kN/m ² | 5 |
| Carico totale | kN/m ² | 5 |
| Carico totale per m di trave | kN/m | 5 |
| Momento massimo in direzione X-X | kNm | 0 |
| Momento massimo in direzione Y-Y | kNm | 11.03 |
| Momento massimo $M_{max} = M_x + M_y$ | kNm | 11.03 |
| Modulo di resistenza plastico del profilo W_{pl} | cm ³ | 63.6 |
| Momento resistente del profilo M_{rd} | kNm | 19.63 |

Alla luce dei risultati le travi in acciaio Fe 510 tipo NP 12 poste in opera ad un interasse di m 0.8 risultano verificate.

Pertanto si adotteranno travi in ferro a doppio T NP 12 che saranno poste in opera in modo non spingente, inoltre i tavelloni delle ultime due file poggeranno su travi poste sui muri maestri parallelamente ad essi.

► 6.4. Solai in latero-cemento

► 6.4.1. Cenni storici

La costruzione del primo solaio in cemento armato fu opera di Francois Hennebique che nel 1888 realizzò il primo solaio in c.a. con tondini in ferro.

Da allora l'impiego del cemento armato rivoluzionò il sistema edilizio e costruttivo in generale.

Si usa dividere i solai in cemento armato in due grandi categorie:

- solai a soletta piena con o senza nervature;
- solai misti in calcestruzzo e laterizi.

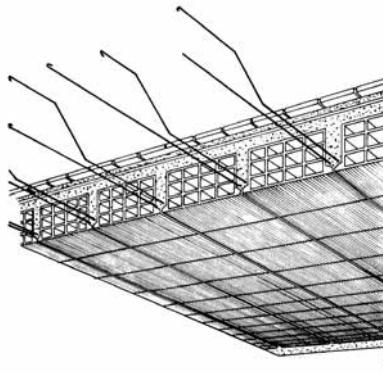
I solai a soletta piena sono realizzati interamente in c.a. ed in seguito all’evoluzione degli studio sul comportamento statico dei solai furono soppiantati dai solai misti detti in latero-cemento che offrono analoghe resistenze alle sollecitazioni e minore peso.

I vantaggi dei solai latero-cementizzi sono:

- monoliticità e rigidezza della struttura;
- resistenza alle alte temperature;
- capacità di sopportare carichi elevati.

I solai misti sono costituiti da nervature (travetti) in c.a. alternate a elementi in laterizio (pignatte) e vengono comunemente impiegate nell’edilizia civile, in quanto soggetti a carichi modesti e luci non troppo elevate.

Il primo passo da compiere nel calcolo di verifica di un solaio è quello del pre-dimensionamento degli elementi portanti in particolare si assegna lo spessore al solaio tenendo conto di quanto imposto dalla vigente normativa.



Solai misti in latero-cemento

► 6.4.2. *Caratteristiche di resistenza*

Per le campate di solaio, in schemi a più campate, l’Eurocodice 2 dice che le deformazioni saranno accettabili se il rapporto luce/altezza utile è non superiore a 23 per calcestruzzo molto sollecitato o 32 per calcestruzzo poco sollecitato. Il D.M. 9 gennaio 1996 al punto 7.1.4.2 prescrive che, lo spessore dei solai a portata unidirezionale che non siano di semplice copertura non deve essere minore di 1/25 della luce di calcolo ed in nessun caso minore di 12 cm.

$$h \geq 1/25$$

Per i solai costituiti da travetti precompressi e blocchi interposti il predetto limite può scendere ad 1/30

$$h \geq 1/30$$

Le deformazioni devono risultare compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati. Una volta assegnato lo spessore del solaio si procede con l’analisi dei Carichi per unità di superficie del solaio.

ANALISI DEI CARICHI

| | | |
|------------------------------|--------------------|-----|
| Peso proprio | daN/m ² | 246 |
| Malta | daN/m ² | 30 |
| Pavimento | daN/m ² | 80 |
| Intonaco | daN/m ² | 60 |
| Totale carico permanente | daN/m ² | 416 |

Si imposta ora il carico accidentale in funzione della destinazione d'uso dei locali secondo quanto indicato dal D.M. 16 gennaio 1996.

| Tipo di locale | Sovraccarico | | |
|--|-----------------------------------|------------------|-----------------------|
| | Verticale (kg/m ²) | V. conc. (kg) | Orizzontale (kg/m) |
| Ambienti di civile abitazione e terrazze senza affollamento | 200 | 200 | 100 |
| Ambienti di civile abitazione e terrazze con affollamento | 300 | 200 | 100 |
| Ambienti di civile abitazione e terrazze con grande affollamento (cinema, teatri...) | 400 | 300 | 150 |
| Sale da ballo, palestre, tribune, magazzini, librerie | 500 | 400 | 300 |
| Balconi, ballatoi e scale | 400 | 200 | 150 |
| Sottotetti accessibili | 100 | 200 | 100 |
| Coperture non accessibili | 50 | 120 | // |
| Autorimesse per vetture: – con peso superiore a 3 t – con peso inferiore a 3 t | 250 | 2x1000 | 100 |
| Archivi, biblioteche, depositi, laboratori, officine | ≥ 600 | ≥ 600 | ≥ 100 |

Infine bisogna completare i dati a disposizione con le caratteristiche geometriche del solaio, meccaniche dei materiali e le condizioni di vincolo nonché la zona sismica in cui si opera.

Ultimata la fase di dimensionamento del solaio si passa alla fase di verifica dei dati assunti e si prosegue come appresso.

► 6.4.3. Verifica

La verifica dei solai misti in latero-cemento consiste nell'esecuzione della verifica a flessione e taglio dei travetti assunti presenti in n. 3 a metro di solaio, quindi l'armatura calcolata deve esse ripartita tra i predetti elementi portanti.

Calcolate le caratteristiche della sollecitazione (Reazioni, Momenti, Taglio) si passa al calcolo delle armature ed alla verifica delle sezioni maggiormente sollecitate (Incastro, Mezzeria).

Bisogna preliminarmente fissare la classe del calcestruzzo ed il tipo di acciaio da utilizzare per la verifica, da tali scelte scaturiscono i parametri relativi alla resistenza dei materiali.

Operata la scelta dei materiali ed eseguito il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione, si passa alla pre-dimensionamento dell’armatura utilizzando la seguente espressione:

$$A_a = M_{sd}/(0.90 \cdot h \cdot \alpha_a)$$

dove:

A_a = area dell’armatura metallica;

h = altezza utile della sezione del travetto escluso copriferro;

M_{sd} = momento flettente di verifica;

Una volta fissata l’armatura effettiva A_f si esegue la verifica della sezione mediante le seguenti formule:

$$u = A_f'/A_f$$

dove:

u = rapporto tra armatura compressa ed armatura tesa nel caso di semplice armatura $u = 0$;

A_f' = armatura compressa;

A_f = armatura tesa.

Si passa ora al calcolo della percentuale meccanica dell’armatura:

$$\omega = A_f/(b \cdot h) \cdot f_{yd} / \alpha_{fcd}$$

dove:

ω = percentuale meccanica dell’armatura;

A_f = armatura tesa messa in opera;

b, h = caratteristiche geometriche della sezione;

f_{yd} = tensione limite dell’acciaio;

α_{fcd} = tensione limite per il calcestruzzo.

Bisogna ora stabilire il campo elastico di appartenenza al fine di poter correttamente stabilire quali formule utilizzare per la verifica. Per la determinazione del campo di appartenenza si fa riferimento alle percentuali di armatura limite che vengono determinate, in funzione dei materiali utilizzati applicando le seguenti espressioni:

$$\omega_1 = \xi_1 \cdot \beta / (s - s^* u)$$

$$\omega_2 = \xi_2 \beta / (s - s^* u)$$

$$\omega_3 = \xi_3 \cdot \beta / (s - s^* u)$$

dove:

ξ = distanza dell’asse neutro dal bordo compresso;

β = fattore di riempimento

$$s = \sigma_s/f_{yd} - s' = \sigma'_s/f_{yd}$$

u = rapporto armatura compressa – armatura tesa.

Quindi si verifica la percentuale meccanica di armatura in progetto con le percentuali limite secondo la seguente tabella:

| | |
|--------------------------------|----------|
| $\omega > \omega_1$ | Campo 2a |
| $\omega_1 > \omega > \omega_2$ | Campo 2b |
| $\omega_2 > \omega > \omega_3$ | Campo 3 |
| $\omega > \omega_3$ | Campo 4 |

Stabilito il campo di appartenenza di conoscono le deformazioni limite ϵ_{su} e ϵ_{yd} quindi per tentativi impostando il valore di ξ è possibile verificare l'equilibrio attorno all'asse neutro in corrispondenza del quale la seguente espressione deve annullarsi:

$$\omega (1-s'^*u) - \xi \beta = 0$$

Stabilito l'asse neutro è possibile calcolare il braccio della coppia

$$\zeta = z/d$$

dove:

ζ = braccio della coppia resistente;

$$z = (1-k\xi)^* \left(1 + s'u \cdot \frac{k\xi - y}{1-k\xi} \right)^* d$$

k = coefficiente gabellato in funzione di β ;

γ = rapporto coprifero / altezza sezione.

ϵ

Una volta ottenuti tutti i dati si passa al calcolo del momento resistente M_{rd} che deve risultare

d = altezza utile della sezione escluso coprifero.

Calcolati tutti i parametri sopra detti si passa al calcolo del momento resistente che risulta dalla seguente espressione:

$$M_{rd} = A_f * \zeta * d * f_{yd} / 1000$$

Quindi affinchè la verifica sia soddisfatta deve risultare:

$$M_{rd} \geq M_{sd}$$

Qualora il solaio sia di copertura con falde inclinate ci troviamo in presenza sollecitazioni di flessione deviata. La flessione deviata può considerarsi come ottenuta dalla sovrapposizione di 2 flessioni rette una sull'asse x e l'altra sull'asse y (dove x e y sono gli assi principali d'inerzia). Quindi il vettore M che si trova sull'asse di sollecitazione si scomponga nelle 2 componenti: M_x ed M_y che in effetti sono le proiezioni di M sugli assi principali d'inerzia x e y.

$$M_x = M * \cos \alpha - M_y = M * \sin \alpha$$

Se invece di un momento si ha una forza F che dà momento, la stessa, si scomponere nelle 2 componenti sugli assi principali d'inerzia:

$$F_x = F \cos \alpha - F_y = F \sin \alpha$$

A questo punto dato che abbiamo la somma di 2 flessioni rette il principio di sovrapposizione degli effetti ci consente di scrivere:

$$M_{\max} = M_x + M_y$$

dove:

M_x è il momento massimo della componente lungo l'asse x-x;

M_y è il momento massimo della componente lungo l'asse y-y;

In conformità al disposto del D.M. 16 gennaio 1996 occorre effettuare la verifica a punzonamento della caldana in conglomerato cementizio sulla cui impronta di cm 5x5 viene considerata agente una forza concentrata avente entità variabile in funzione della destinazione d'uso degli immobili la verifica a Punzonamento viene effettuata calcolando la forza reagente che deve contrastare il carico verticale concentrato agente sull'impronta considerata, si applica la seguente relazione:

$$F = 0,5 * u * h * f_{ctd}$$

dove:

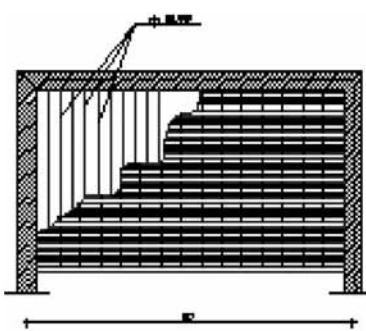
h = spessore della caldana;

u = perimetro impronta di carico;

f_{ctd} = valore di calcolo della resistenza a trazione.

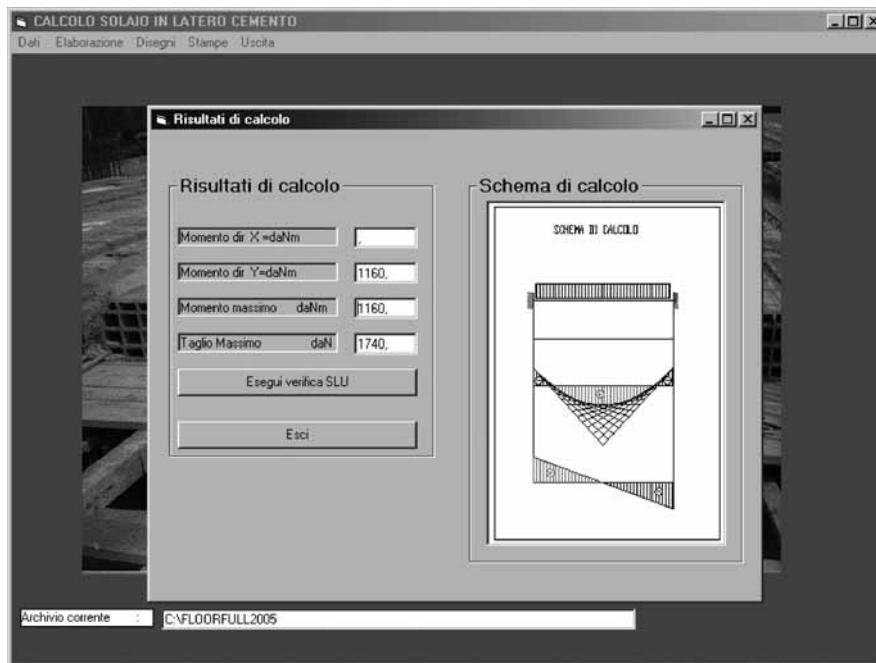
► 6.4.4. *Programma solai in c.a.*

Il software solai in c.a. consente di effettuare il calcolo di verifica di solai misti in latero-cemento costituiti da travetti gettati in opera e pignatte.

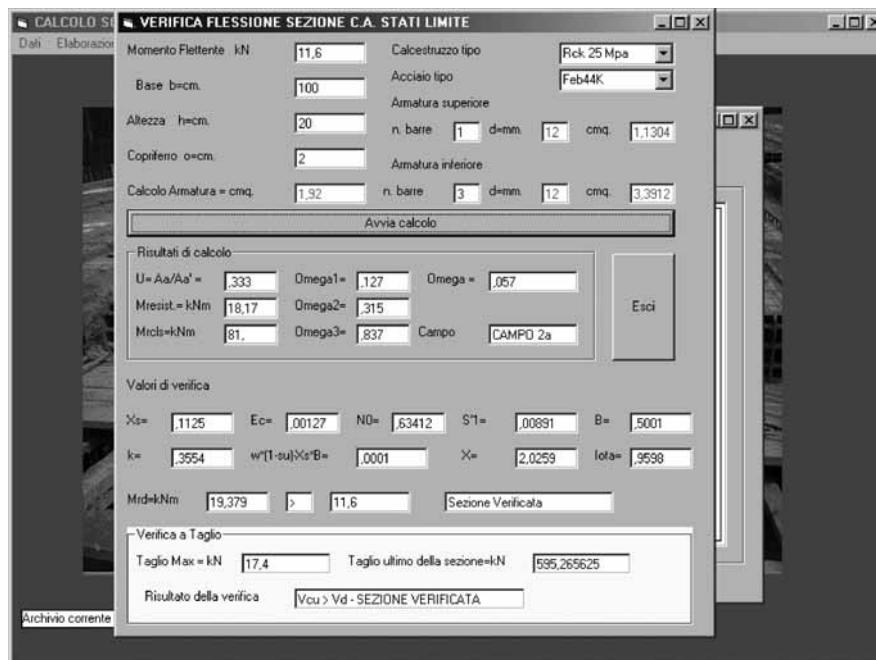


Orditura solaio in latero-cemento

L'inserimento dei dati avviene in maniera molto semplice e rapida, inserendo i dati geometrici del solaio, la luce teorica, le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati, le condizioni di carico, la sismicità della zona ed il tipo di vincolo in pochi secondi viene effettuata la verifica del solaio ed i risultati vengono visualizzati a video.



Ultimata la fase di calcolo è possibile procedere alla stampa con anteprima del tabulato completo per la presentazione presso gli uffici preposti alla tutela del vincolo sismico.



TABULATO DI STAMPA

CALCOLO SOLAIO IN LATERO-CEMENTO

| | | |
|--------------|-----------------------|--|
| DESCRIZIONE: | Solaio a quota m 5.20 | |
|--------------|-----------------------|--|

| DATI GEOMETRICI | | | |
|---------------------|--|-----|----|
| Spessore e soletta | | cm | 20 |
| Luce del solaio | | m | 40 |
| Angolo inclinazione | | (°) | 0 |

DATI DI CARICO

| | |
|------------------------|---|
| Categoria di verifica | 1 |
| Descrizione categoria: | Ambienti non suscettibili di affollamento (locali abitazione e relativi servizi, alberghi, uffici non aperti al pubblico) e relativi terrazzi a livello praticabili |

ANALISI DEI CARICHI

| | | |
|---|--------------------|------------|
| Peso proprio | daN/m ² | 196 |
| Malta | daN/m ² | 30 |
| Pavimento/tegole | daN/m ² | 80 |
| Intonaco | daN/m ² | 60 |
| Totale carico permanente | daN/m ² | 670 |
| Carico accidentale | daN/m ² | 200 |
| Carico complessivo per m di solaio | daN/m | 870 |

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

| | | |
|---------------------|----|------------|
| Acciaio tipo | | Feb44K |
| Classe calcestruzzo | | Rck 25 Mpa |
| Copriferro | cm | 2 |

RISULTATI DELLA VERIFICA

| Reazioni vincolari | | | |
|-------------------------------------|--|-----------------|-------------|
| Ra = Q*L/2 = | | daN | 1740 |
| Ra = Q*L/2 = | | daN | 1740 |
| Momento Dir. X-X = q*I^2/8*sen(α) = | | daNm | 0 |
| Momento Dir. Y-Y = q*I^2/8*sen(α) = | | daNm | 1160 |
| Momento massimo = Mx + My = | | kNm | 11.6 |
| Armatura tesa | | cm ² | 2.2608 |
| Armatura compressa | | cm ² | 2.2608 |

COEFFICIENTI DI CALCOLO

Rapporto Armatura Compressa/Armatura Tesa $u = Aa'/Aa = 1$,% meccanica armatura $\omega = A_a/(b^*h)^*f_{yd}/\alpha_{fcu} = 0.038$ $\omega_1 = \xi_1^*\beta/(s-s'^*u) = 0.176$ $\omega_2 = \xi_2^*\beta/(s-s'^*u) =$ $\omega_3 = \xi_3^*\beta/(s-s'^*u) =$

CASISTICA

| | |
|--------------------------------|----------|
| $\omega > \omega_1$ | Campo 2a |
| $\omega_1 > \omega > \omega_2$ | Campo 2b |
| $\omega_2 > \omega > \omega_3$ | Campo 3 |
| $\omega > \omega_3$ | Campo 4 |

| ξ | ϵ_c | η_0 | β | s' | $\omega(1-s'^*u)-\xi\beta$ | k |
|--------|--------------|----------|---------|----------|----------------------------|-------|
| 0.0951 | 0.00105 | 0.52578 | 0.4336 | -0.09692 | 0.00009 | 0.351 |

Posizione asse neutro x = cm 1.7127

Braccio coppia interna ζ = cm 0.9741 $M_{rd} = Aa * \zeta * d * f_{yd} / 1000 = \text{kNm} 13.11$

VERIFICA A TAGLIO

 $T_{max} = \text{kN} 17.4$ $F_{cd} = 0.85 * 0.83 * R_{ck}/1.6 = \text{Mpa} 11.02$ $T_{ult} = 0.3 * F_{cd} * b * d = \text{kN} 59.53$ **Tmax < Tultimo SEZIONE VERIFICATA**

| VERIFICA A PUNZONAMENTO (D.M. 16 gennaio 1996) | | | |
|--|-------------|-----------------|----|
| Carico concentrato di verifica | $T_{max} =$ | kN | 2 |
| Spessore caldana | | cm | 4 |
| Superficie reagente | | cm ² | 20 |
| Taglio ultimo della sezione | $T_{ult} =$ | kN | 6 |
| RISULTATO DELLA VERIFICA | | | |
| $T_{ultimo} > T_{max} - SEZIONE VERIFICATA$ | | | |