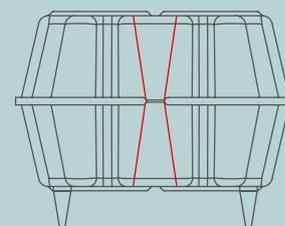
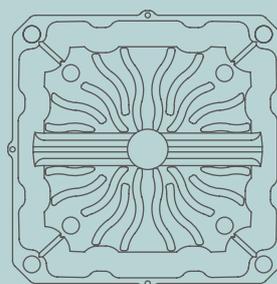
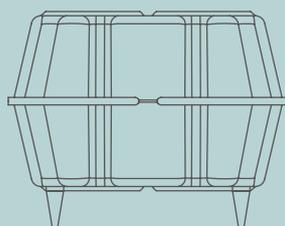
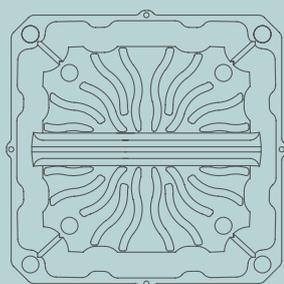


MANUALE TECNICO NUOVO NAUTILUS - NUOVO NAUTILUS EVO

MODELLAZIONE, CALCOLO, INSTALLAZIONE IN CANTIERE



INDICE

MANUALE TECNICO NUOVO NAUTILUS EVO

1.	Introduzione	pag. 05
1.1	Le piastre	pag. 06
1.1.1	Punti di forza	pag. 06
1.1.2	Punti deboli	pag. 06
1.2	Le piastre alleggerite.....	pag. 07
1.2.1	Vantaggi.....	pag. 07
1.3	Solai reticolari	pag. 07
1.3.1	Vantaggi.....	pag. 07
1.3.2	Punti deboli	pag. 08
1.3.3	Conclusioni.....	pag. 08
1.4	Piastre alleggerite a corpi cavi.....	pag. 09
1.4.1	Vantaggi.....	pag. 09
1.4.2	Punti deboli	pag. 09
1.4.3	Conclusioni.....	pag. 09
1.5	Piastre alleggerite con corpi cavi prismatici in plastica	pag. 10
1.5.1	Caratteristiche generali	pag. 10
2.	Dati tecnici	pag. 11
	Tabelle dimensionali	pag. 12
3.	Manuale di calcolo	pag. 15
3.1	Teoria delle piastre	pag. 16
3.2	Predimensionamento.....	pag. 17
3.2.1	Determinazione dello spessore.....	pag. 17
3.2.2	Determinare la dimensione del capitello minima.....	pag. 18
3.2.3	Determinare la dimensione del capitello tale da non dover armare a taglio	pag. 18
3.3	Calcolo delle sollecitazioni	pag. 19
3.3.1	Metodo delle strisce.....	pag. 19
3.3.1.a	Calcolo dei momenti flettenti	pag. 19
	Piastra su pilastri procedimento di calcolo semplificato.....	pag. 21
3.3.1.b	Calcolo dello sforzo di taglio.....	pag. 22
3.3.1.c	Calcolo del punzamento	pag. 22
3.3.2	Metodo di Grashof	pag. 22
3.3.3	Modellazione F.E.M.	pag. 24
3.3.4	Esempio pratico	pag. 27
3.4	Verifica	pag. 29
3.4.1	Calcolo dell'armatura a flessione.....	pag. 29
3.4.2	Calcolo dell'armatura metodo delle strisce.....	pag. 30
3.4.2.a	Calcolo dei momenti flettenti	pag. 30
3.4.3	Calcolo e verifica armature a taglio	pag. 33
3.4.4	Tipologie di armatura trasversale.....	pag. 34

3.4.5	Verifica dell'interfaccia tra strati di calcestruzzo gettati in tempi diversi..... pag.	34
	Prescrizioni normative..... pag.	35
	Avere un'idea della distanza nella quale va inserita l'armatura a taglio..... pag.	35
3.4.6	Calcolo e verifica a punzonamento..... pag.	35
	Schema di calcolo - verifica della resistenza sul perimetro critico..... pag.	36
	Resistenza al punzonamento..... pag.	37
3.4.7	Controllo degli spostamenti..... pag.	38
3.5.7	Dettagli costruttivi..... pag.	39
4.	Applicazione in cantiere..... pag.	41
4.1	Preparazione della casseratura..... pag.	42
4.2	Posa dello strato inferiore dell'armatura..... pag.	43
4.3	Armatura aggiuntiva..... pag.	43
4.4	Posa degli alleggerimenti..... pag.	44
4.5	Posa dello strato superiore di armatura..... pag.	45
4.6	Distanziatori..... pag.	45
4.7	Armatura a taglio e punzonamento..... pag.	46
4.8	Armatura perimetrale..... pag.	46
4.9	Prescrizioni per il getto di calcestruzzo..... pag.	46
4.10	Mix design del calcestruzzo..... pag.	47
4.11	Apertura di cavedi prima del getto..... pag.	47
4.12	Apertura di cavedi dopo la realizzazione del solaio..... pag.	48
4.13	Utilizzo di tasselli e ancoraggi..... pag.	48
5.	Applicazioni particolari..... pag.	49
5.1	Prefabbricazione..... pag.	50
5.2	Post tensione..... pag.	50
5.3	Attivazione termica delle masse..... pag.	50
6.	Certificazioni..... pag.	51
6.1	Comportamento durante carico da incendio e resistenza al fuoco..... pag.	52
6.1.1	Metodo dell'isoterma dei 500°C..... pag.	55
6.2	Comportamento acustico..... pag.	58
6.3	Conducibilità termica..... pag.	59
7.	Packaging e logistica..... pag.	61
7.1	Nuovo Nautilus Evo - condizioni standard di imballo per spedizione via terra..... pag.	62
8.	Appendice..... pag.	63
8.1	Piastra di Kirchoff..... pag.	64
8.2	Regime tensionale..... pag.	64
8.3	Azioni interne..... pag.	65
8.4	Equazioni di equilibrio..... pag.	65
8.5	Condizioni al contorno..... pag.	66
8.6	Azioni interne su di una sezione generica..... pag.	66



1. INTRODUZIONE

1.1 LE PIASTRE

Attualmente i solai a piastra in calcestruzzo armato sono strutture piuttosto comuni nel mondo delle costruzioni. Nonostante il tradizionale sistema a travetti e pignatte sia ancora molto diffuso, altre tecnologie hanno sicuramente preso il sopravvento.

Se diamo uno sguardo a quello che succede nel mondo, i solai a travetti rimangono radicati solo nei paesi in cui il costo dei materiali rappresenta una voce economica di molto predominante rispetto al costo della manodopera.

I paesi più ricchi e industrializzati, invece, utilizzano per lo più sistemi di impalcato a piastra.

1.1.1 PUNTI DI FORZA

Le motivazioni sono facilmente individuabili, in quanto le piastre in calcestruzzo armato:

1. possiedono ottima rigidezza grazie alla deformazione laterale impedita, che permette loro di deformarsi meno e ridurre gli spessori:
 - a la riduzione dello spessore economizza i materiali;
 - b riduce le volumetrie, massimizzando lo sfruttamento della superficie del terreno, che rappresenta una voce di costo importante;
2. non necessitano di travi:
 - a ancora una volta riducono l'ingombro volumetrico di interpiano;
 - b evitano tempi e costi di casseratura delle travi;
 - c facilitano il passaggio degli impianti, riducendone notevolmente i tempi di posa;
3. sono armate con reti e barre dritte:
 - a riducono il costo del ferro di armatura, in quanto quello lavorato è più caro;
 - b reti e barre dritte sono più facili e rapidi da posare;
 - c si possono usare sistemi prefabbricati industrializzati di armatura, che rendono il lavoro ancora più veloce (tipo armature a tappeto BAMTEC);
4. hanno ottimo comportamento al fuoco e acustico, grazie alla massa.

Se leggiamo i punti qui sopra, sembrerebbe che non ci siano motivi per cui non valga la pena di realizzare i nostri solai con delle piastre, tuttavia queste strutture hanno anche dei punti deboli, che di fatto ne limitano l'utilizzo, a scapito di altri più efficienti:

1.1.2 PUNTI DEBOLI

1. Sono strutture massicce:
 - a consumano molto calcestruzzo;
 - b sono molto pesanti: di fatto oltre una certa luce tra pilastri il peso proprio diventa prevalente rispetto ai carichi di esercizio rendendole non economiche.
2. Sono strutture non duttili alle quali non sono applicabili i principi della gerarchia delle resistenze:
 - a non possono lavorare a telaio;
 - b necessitano di controventamento tramite setti o simili;
 - c necessitano l'uso di fattori di struttura bassi.



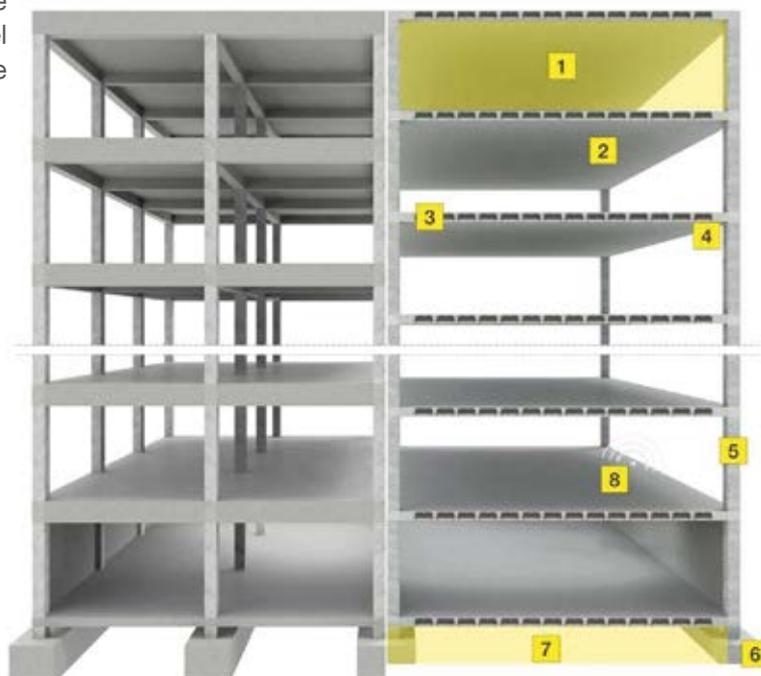
Figura 1 - solaio alleggerito con Nuovo Nautilus Evo di Geoplast.

1.2 LE PIASTRE ALLEGGERITE

1.2.1 VANTAGGI

Creare una struttura che abbia tutte le caratteristiche e punti di forza di una piastra ma superi il limite del peso sembrerebbe essere la soluzione ideale, le piastre alleggerite infatti:

1. limitano i volumi;
2. eliminano le travi/intradosso liscio;
3. economizzano il calcestruzzo;
4. permettono luci maggiori;
5. permettono di ottimizzare le strutture verticali;
6. riducono il carico in fondazione;
7. riducono il volume di scavo.



1.3 SOLAI RETICOLARI

Mantengono la natura bidirezionale della struttura creando un reticolo di nervature ortogonali tramite la posa di blocchi a perdere (in calcestruzzo o terracotta) oppure recuperabili (in plastica o fibra di vetro), lasciando capitelli massicci sopra i pilastri per riprendere il punzonamento.

1.3.1 VANTAGGI

I vantaggi offerti da questo tipo di soluzione sono molteplici:

1. sono solai privi di travi;
2. minimizzano la quantità di calcestruzzo necessaria;
3. sono molto leggeri;
4. utilizzano poco acciaio;
5. i blocchi per realizzare le nervature sono molto economici.

1.3.2 PUNTI DEBOLI

Di contro queste strutture non sono prive di inconvenienti:

1. perdono molta inerzia rispetto alla piastra massiccia di pari spessore, per cui devono compensare la maggiore deformabilità con spessori più alti;
2. se non rispettano certi parametri geometrici non hanno sufficiente rigidità torsionale per essere considerati una PIASTRA, pertanto hanno prestazioni inferiori rispetto alla equivalente soletta PIENA;
3. devono essere armate nervatura per nervatura similmente alle travi, con conseguente rallentamento della posa in opera;
4. non hanno un buon comportamento acustico;
5. hanno comportamento al fuoco mediocre (non oltre REI 90');

6. a causa della notevole deformabilità hanno un range di utilizzo di luci e carichi limitato;

7. nel caso di blocchi recuperabili, salvo alcune particolari applicazioni, necessitano di controsoffitto.

1.3.3 CONCLUSIONI

Questo tipo di soluzione è un'ottima alternativa alla piastra e ne mantiene caratteristiche e vantaggi ma in un ben delimitato campo di applicazione, al di fuori del quale diventano meno competitive.



Figura 2 - esempio di solaio reticolare

1.4 PIASTRE ALLEGGERITE A CORPI CAVI

Nel getto di calcestruzzo vengono inglobati dei corpi cavi, di solito in polistirene a bassa densità o plastica, generalmente di forma cubica. I blocchi rimangono inglobati nel getto, creando un reticolo di nervature rinchiuso entro due solette massicce, superiormente e inferiormente.

1.4.1 VANTAGGI

Questa soluzione supera molti dei limiti dei solai reticolari:

1. grazie alla presenza della soletta inferiore è una piastra a tutti gli effetti;
2. permettono di mantenere gli stessi spessori dell'equivalente piastra piena o anche inferiori;
3. permettono un buon risparmio di calcestruzzo e di avere una buona leggerezza;
4. si armano con la stessa metodologia delle piastre massicce;
5. riducono i quantitativi di acciaio;
6. hanno un buon comportamento acustico;
7. hanno un ottimo comportamento al fuoco (fino a REI 240');
8. non necessitano di controsoffitto.

1.4.2 PUNTI DEBOLI

Anche queste strutture hanno qualche inconveniente:

1. rispetto ai solai reticolari consumano più calcestruzzo e pesano di più a parità di spessore;
2. a parità di consumo calcestruzzo e inerzia rispetto al reticolare consumano più acciaio a causa del braccio delle forze inferiori.

1.4.3 CONCLUSIONI

Questo tipo di soluzione per applicazioni su piccole luci e carichi ridotti può essere economicamente meno interessante rispetto al solaio reticolare, pur avendo prestazioni nettamente superiori.

Risulta essere assolutamente competitivo invece se comparato alla soluzione piastra piena, soprattutto nel range di spessori che va dai 28 ai 60 cm, cioè con luci tra 8 e 14 m.

1.5 PIASTRE ALLEGGERITE CON CORPI CAVI PRISMATICI IN PLASTICA

1.5.1 CARATTERISTICHE GENERALI

Fino a 10-15 anni fa le piastre alleggerite venivano realizzate tramite l'interposizione nel getto di blocchi cubici in polistirene a bassa densità.

Questa tecnologia costruttiva presentava alcuni inconvenienti:

1. fragilità dei blocchi, e suscettibilità alle intemperie (imbibizione di acqua);
2. ingombro dei blocchi, i quali, occupando molto spazio, rendono complessa la logistica di cantiere;
3. difficoltà nel mantenere fissati i blocchi, e tenerli sollevati dai ferri inferiori.
Ciò rendeva necessario eseguire il getto della soletta inferiore, posare e bloccare gli alleggerimenti, completare la posa dei ferri e ultimare il getto. Questa prassi rendeva il lavoro oneroso in termini di tempo;
4. in caso di incendio è stato dimostrato che il polistirene sublima creando sovrappressioni all'interno della cavità che possono causare esplosioni delle solette, inoltre tali gas sono tossici.

Negli ultimi anni è comparsa sul mercato una soluzione tecnica che finalmente permette di superare questi limiti. Si tratta di cassoni in polipropilene riciclato, di dimensione in pianta 52 x 52 cm a altezza variabile.

Possono essere in versione "single", oppure "double", accoppiando due "single".



Figura 3 - layout di alleggerimenti Nuovo Nautilus Evo double



Figura 4 - alleggerimento in plastica tipo "single"



Figura 5 - alleggerimento in plastica tipo "double"



2. DATI TECNICI



I DISTANZIATORI SUPERIORI



Il cassero nella parte superiore è dotato di elementi distanziatori dello spessore di 8 mm distribuiti uniformemente.

Questi elementi consentono di posare l'armatura superiore direttamente sul cassero garantendone l'adeguato ricoprimento con il calcestruzzo.



LA LINGUETTA LATERALE



I casseri sono dotati di elementi distanziatori laterali che permettono il corretto posizionamento degli elementi in funzione della larghezza dei travetti calcolata in fase progettuale. Gli elementi, presegnati da 100 a 200 mm, vengono agganciati alle asole laterali.



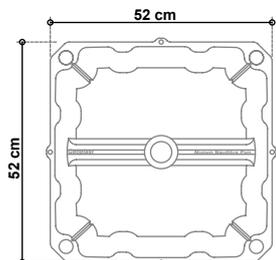
IL PIEDINO INFERIORE



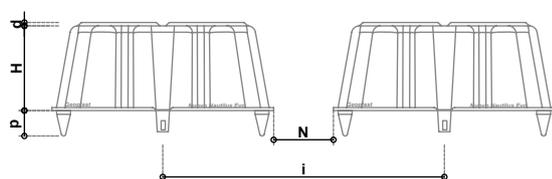
I piedini distanziatori inferiori sono elementi integranti del cassero, essi vengono stampati contemporaneamente al resto del cassero e permettono la creazione della soletta inferiore dello spessore valutato in fase di progettazione.

I piedini sono di altezza variabile da 50 a 100 mm.

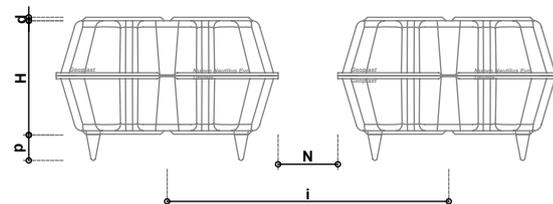
TABELLE DIMENSIONALI



NUOVO NAUTILUS EVO SINGLE



NUOVO NAUTILUS EVO DOUBLE



ALTEZZA	Piedini p (mm)	Distanziatore d (mm)	Dimensione reale (mm)	Peso (kg) ± 10%	Larghezza nervatura N (mm)	Incidenza casseri (pz./m ²)	Consumo CLS (m ³ /m ²)	Volume cassero (m ³ /pz.)
H10 SINGLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H100	1.12	100	2.60	0.038	0.024
					120	2.44	0.041	
					140	2.30	0.045	
					160	2.16	0.048	
					180	2.04	0.051	
					200	1.93	0.054	
H13 SINGLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H130	1.18	100	2.60	0.057	0.028
					120	2.44	0.062	
					140	2.30	0.066	
					160	2.16	0.069	
					180	2.04	0.073	
					200	1.93	0.076	
H16 SINGLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H160	1.25	100	2.60	0.077	0.032
					120	2.44	0.082	
					140	2.30	0.087	
					160	2.16	0.091	
					180	2.04	0.095	
					200	1.93	0.098	
H20 SINGLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H200	1.35	100	2.60	0.099	0.039
					120	2.44	0.105	
					140	2.30	0.110	
					160	2.16	0.116	
					180	2.04	0.120	
					200	1.93	0.125	
H24 SINGLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H240	1.45	100	2.60	0.120	0.046
					120	2.44	0.128	
					140	2.30	0.134	
					160	2.16	0.141	
					180	2.04	0.146	
					200	1.93	0.151	
H28 SINGLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H280	1.55	100	2.60	0.142	0.053
					120	2.44	0.151	
					140	2.30	0.158	
					160	2.16	0.165	
					180	2.04	0.172	
					200	1.93	0.178	

ALTEZZA	Piedini p (mm)	Distanziatore d (mm)	Dimensione reale (mm)	Peso (kg) ± 10%	Larghezza nervatura N (mm)	Incidenza casseri (pz./m ²)	Consumo CLS (m ³ /m ²)	Volume cassero (m ³ /pz.)
H20 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H100 + H100	2.24	100	2.60	0.099	0.048
					120	2.44	0.105	
					140	2.30	0.110	
					160	2.16	0.116	
					180	2.04	0.120	
					200	1.93	0.125	
H23 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H100 + H130	2.30	100	2.60	0.095	0.052
					120	2.44	0.103	
					140	2.30	0.111	
					160	2.16	0.118	
					180	2.04	0.124	
					200	1.93	0.130	
H26 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H130 + H130	2.36	100	2.60	0.114	0.056
					120	2.44	0.123	
					140	2.30	0.131	
					160	2.16	0.139	
					180	2.04	0.146	
					200	1.93	0.152	
H29 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H130 + H160	2.43	100	2.60	0.134	0.060
					120	2.44	0.144	
					140	2.30	0.152	
					160	2.16	0.160	
					180	2.04	0.168	
					200	1.93	0.174	
H30 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H100 + H200	2.47	100	2.60	0.136	0.063
					120	2.44	0.146	
					140	2.30	0.155	
					160	2.16	0.164	
					180	2.04	0.171	
					200	1.93	0.178	
H32 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H160 + H160	2.50	100	2.60	0.154	0.064
					120	2.44	0.164	
					140	2.30	0.173	
					160	2.16	0.182	
					180	2.04	0.189	
					200	1.93	0.197	
H33 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H130 + H200	2.53	100	2.60	0.156	0.067
					120	2.44	0.166	
					140	2.30	0.176	
					160	2.16	0.185	
					180	2.04	0.193	
					200	1.93	0.201	
H34 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H100 + H240	2.57	100	2.60	0.158	0.070
					120	2.44	0.169	
					140	2.30	0.179	
					160	2.16	0.189	
					180	2.04	0.197	
					200	1.93	0.205	
H36 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H160 + H200	2.60	100	2.60	0.175	0.071
					120	2.44	0.187	
					140	2.30	0.197	
					160	2.16	0.206	
					180	2.04	0.215	
					200	1.93	0.223	
H37 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H130 + H240	2.63	100	2.60	0.177	0.074
					120	2.44	0.189	
					140	2.30	0.200	
					160	2.16	0.210	
					180	2.04	0.219	
					200	1.93	0.227	
H38 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H100 + H280	2.67	100	2.60	0.180	0.077
					120	2.44	0.192	
					140	2.30	0.203	
					160	2.16	0.213	
					180	2.04	0.223	
					200	1.93	0.231	
H40 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H200 + H200	2.70	100	2.60	0.197	0.078
					120	2.44	0.210	
					140	2.30	0.221	
					160	2.16	0.231	
					180	2.04	0.241	
					200	1.93	0.250	
H41 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H130 + H280	2.73	100	2.60	0.199	0.081
					120	2.44	0.212	
					140	2.30	0.224	
					160	2.16	0.235	
					180	2.04	0.245	
					200	1.93	0.254	
H44 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H200 + H240	2.80	100	2.60	0.219	0.085
					120	2.44	0.232	
					140	2.30	0.245	
					160	2.16	0.256	
					180	2.04	0.267	
					200	1.93	0.276	
H48 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H240 + H240	2.90	100	2.60	0.241	0.092
					120	2.44	0.255	
					140	2.30	0.269	
					160	2.16	0.281	
					180	2.04	0.292	
					200	1.93	0.303	
H52 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H240 + H280	3.00	100	2.60	0.262	0.099
					120	2.44	0.276	
					140	2.30	0.293	
					160	2.16	0.306	
					180	2.04	0.318	
					200	1.93	0.329	
H56 DOUBLE	0-50-60-70-80-90-100	8	520 x 520 x H280 + H280	3.10	100	2.60	0.284	0.106
					120	2.44	0.301	
					140	2.30	0.317	
					160	2.16	0.331	
					180	2.04	0.344	
					200	1.93	0.356	





3. MANUALE DI CALCOLO

3.1 TEORIA DELLE PIASTRE

Le piastre sono una tipologia di elementi strutturali bidimensionali che, mantenendo spessori contenuti, coniugano ottime prestazioni strutturali, rapidità costruttiva e vantaggi economici oltre che funzionali.

Il comportamento strutturale degli elementi a piastra è caratterizzato dal prevalente comportamento flessionale (flessione, taglio, torsione), che assicura un trasferimento dei carichi lungo percorsi ortogonali secondo un'unica direzione preferenziale oppure due o più direzioni preferenziali, potendo quindi distinguere in "piastre monodirezionali", nel primo caso, o, "piastre bidirezionali" nel secondo caso.

I carichi che gravano sulla piastra possono essere trasmessi in vario modo, a vincoli sia puntiformi, sia continui, pertanto le seguenti categorie di solai possono essere individuate:

- piastra a spessore costante su colonne con o senza capitello (flat slab);
- piastra a spessore variabile, con ispessimento locale in corrispondenza delle colonne (mushroom slab);
- piastre su travi di bordo, disposte su due o quattro lati;
- piastre su muri portanti.

Per quanto riguarda la fase di calcolo, generalmente i codici riguardano l'analisi elastica, quindi in assenza di fessurazione, ed ignorando l'armatura, ipotesi accettabili in fase di verifica agli stati limite di esercizio.

Quando, invece, sono presi in considerazione gli stati limite ultimi, la non linearità del comportamento, dovuta alla fessurazione del calcestruzzo e alla plasticizzazione dell'acciaio, è necessariamente presa in considerazione.

Certamente la chiave per la comprensione dei molti aspetti del comportamento meccanico della piastra è pur sempre fornita dalla teoria dell'elasticità, nell'ipotesi di piccoli spostamenti. Il modello elastico, basato sull'ipotesi di continuità di spostamenti, tensioni e deformazioni, permette di conservare il concetto di azione interna come risultante locale delle tensioni agenti su una sezione unitaria, qualunque sia la natura della sollecitazione.

Un richiamo al metodo elastico è doveroso.

Per quanto concerne le piastre alleggerite, la forma del cassone configura la piastra come una serie di nervature incrociate chiuse superiormente e inferiormente da due solette di spessore variabile a scelta.

Risultati sperimentali reperibili in bibliografia attestano che tale struttura mantiene la medesima natura e comportamento di una piastra ortotropa in accordo con EC2.

Secondo quanto indicato dall'Eurocodice 2, infatti, nell'analisi strutturale può non essere necessario scomporre in elementi discreti le solette nervate o alleggerite, purché l'ala o la parte superiore strutturale e le nervature trasversali siano dotate di adeguata rigidità torsionale.

Tale assunzione è valida se:

- il passo delle nervature non eccede 1500 mm;
- l'altezza della nervatura, al di sotto dell'ala, non è superiore a 4 volte la sua larghezza;
- lo spessore dell'ala è uguale o superiore al maggior valore tra $1/10$ della luce netta tra le nervature e 50 mm;
- sono presenti nervature trasversali distanti tra loro non più di 10 volte lo spessore totale della soletta.

Un diverso passo delle nervature porta ad un diverso meccanismo resistente a flessione; in un solaio monodirezionale, infatti, le zone di soletta più distanti dalla nervatura stessa risultano non essere pienamente collaboranti.

Seguendo la stessa logica, la distribuzione degli sforzi normali in soletta e contro-soletta dovuti alla flessione dell'impalcato sono concentrati in prossimità delle nervature, e vanno riducendosi allontanandosi dalle stesse (fenomeno denominato shear lag).

Questo genere di comportamento risulta essere meno importante per le strutture in esame, in quanto le nervature su due lati impediscono che il comportamento sia puramente monodirezionale.

3.2 PREDIMENSIONAMENTO

3.2.1 DETERMINAZIONE DELLO SPESSORE

La configurazione costruttiva nella quale la tecnologia **Nuovo Nautilus EVO** esprime al massimo le sue potenzialità, è quella di piastra bi-direzionale, vale a dire nella situazione tale da avere un rapporto tra le luci nelle due direzioni ortogonali esprimibile come:

$$\frac{L_x}{L_y} \in \left\{ 1 < \frac{L_x}{L_y} < 1.7 \right\}$$

Al di fuori di questo intervallo il comportamento diventa prettamente monodirezionale.

Una prima maniera per ottenere una dimensione indicativa dello spessore della soletta è con semplici proporzioni, basate su tipologie strutturali in uso e luci da coprire:

- piastra piena su colonne $d = \frac{L}{25}$
- piastra alleggerita su colonne $d = \frac{L}{28}$
- piastra piena su travi $d = \frac{L}{30}$
- piastra alleggerita su travi $d = \frac{L}{32}$

La dimensione minima delle solette superiore ed inferiore è vincolata da requisiti di ricoprimento minimo da assicurare alle barre. All'interno della soletta deve essere assicurato il copriferro minimo richiesto da normativa per la categoria d'esposizione relativa alle ipotesi di calcolo fatte, più i due diametri dell'armatura di base nelle due direzioni.

Lo spessore della soletta si riduce notevolmente se, rispetto ad una armatura di base composta da elementi a reti elettro-saldate, si utilizzano soluzioni a barre sciolte.

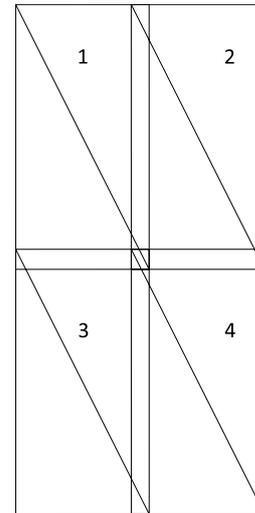


Figura 6 - disposizione reti elettrosaldate.

Come si può vedere dal disegno, la disposizione di armature costituite da reti elettrosaldate comporta la necessaria sovrapposizione, almeno in parte, nelle zone di confine tra due maglie adiacenti. Nella piccola porzione comune a tutte e quattro le maglie disegnate sarà necessario avere lo spazio per ospitare otto barre nella soletta, più le necessarie distanze tra barra inferiore ed estradosso della soletta, e tra barra superiore ed il cassero, in maniera da permettere un corretto flusso del getto di calcestruzzo.

A queste considerazioni geometriche si vanno ad aggiungere delle considerazioni di sicurezza al fuoco; infatti a maggiori spessori corrispondono migliori resistenze al carico incendio.

Anche la dimensione della nervatura è legata al tipo di armatura aggiuntiva necessaria; infatti, nel caso sia richiesta, e si decida di armare in corrispondenza delle nervature, queste devono essere in grado di ospitare al loro interno le barre, assicurando al contempo un corretto distanziamento dai casseri, ed interfero.

La spaziatura minima deve essere tale per cui:

$$C_{barre} > \max \left\{ \varphi_x^{max}; \varphi_y^{max}; 20 \text{ mm} \right\}$$

Inoltre, a nervature più massicce corrisponde, come si vedrà più avanti, maggiore resistenza al taglio, pertanto può essere richiesta una dimensione maggiore per poter far fronte a sollecitazioni elevate.

3.2.2 DETERMINARE LA DIMENSIONE DEL CAPITELLO MINIMA

È bene lasciare, nei dintorni delle zone di appoggio della piastra (colonne, muri portanti), delle aree prive di alleggerimenti, per poter permettere la trasmissione delle azioni taglianti avendo la resistenza della zona piena.

L'estensione dei capitelli sopra i pilastri può essere calcolato in prima battuta prendendo come estensione minima quella che contiene il perimetro di punzonamento in grado di resistere senza armatura e comunque non inferiore a $2,75 d$ dal bordo del pilastro, dove d è l'altezza utile della sezione.

Il perimetro critico, u_{out} , ha la seguente espressione, come definito nell'Eurocodice 2 al punto 6.4.5 (4), come visto anche in precedenza:

$$u_{out} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd c} \cdot d}$$

Pertanto ricavata la dimensione della circonferenza, è facile risalire al raggio, e pertanto alla dimensione minima del capitello:

$$R_{cap} = \frac{u_{out}}{2\pi}$$

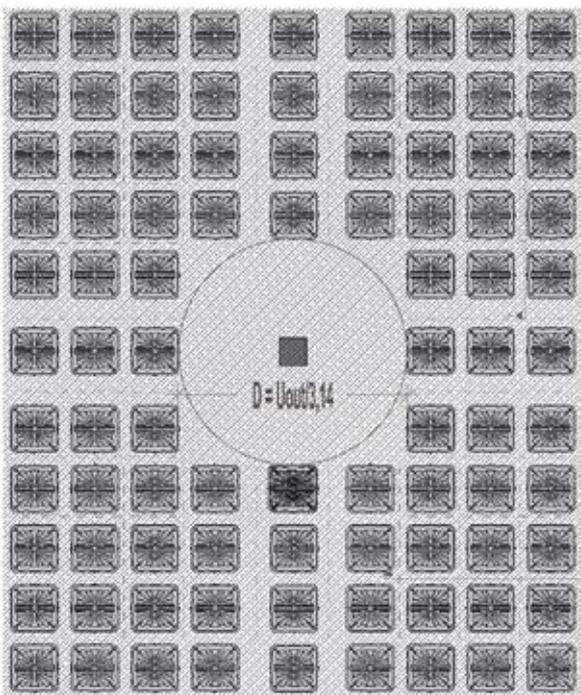


Figura 7 - dimensioni zona calcestruzzo non alleggerita - capitello

3.2.3 DETERMINARE LA DIMENSIONE DEL CAPITELLO TALE DA NON DOVER ARMARE A TAGLIO

Qualora non si volesse implementare una verifica di taglio, ed armare le nervature della soletta, è possibile allargare l'area di soletta piena, in maniera che la sollecitazione nella zona alleggerita sia sempre in valore minore o uguale al taglio resistente del solo calcestruzzo.

Un'idea di quale debba essere la dimensione del capitello per poter ottenere questo risultato, può essere ricavata come segue:

Consideriamo un solaio costituito da una serie infinita di campi, con luci nelle due direzioni L_x e L_y analizziamo un pilastro; tale pilastro avrà un capitello di dimensioni, C_x , C_y soggetto ad un carico p ; escludiamo il contributo del carico sui capitelli, che, fortemente armati per flessione negativa e punzonamento, possono essere in questa sede considerati come vincoli rigidi.

L'azione verticale esercitata sulla restante porzione di impalcato è:

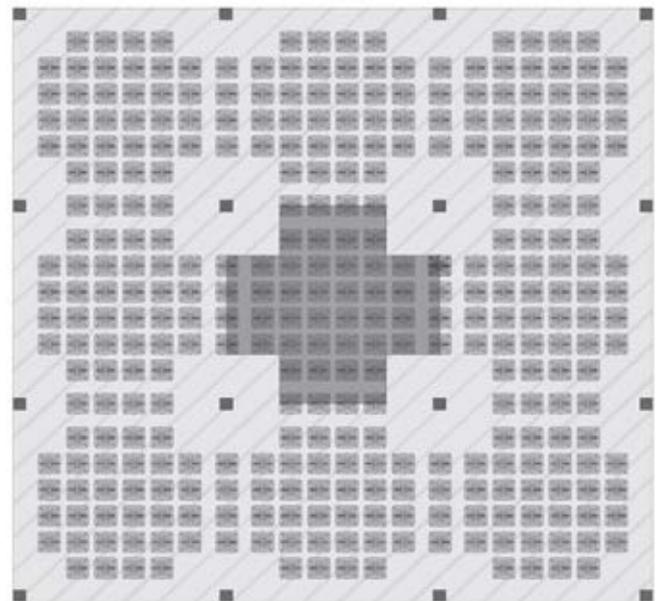


Figura 8 - area soggetta ad azione tagliante considerata

$$V_{Ed} = p \cdot \left(L_x \cdot L_y - 4 \cdot \frac{C_x}{2} \cdot \frac{C_y}{2} \right)$$

Questa azione è controbilanciata dal taglio resistente delle nervature all'interfaccia tra i capitelli e la restante porzione di solaio, esprimibile come:

$$V_{Rd} = n^{\circ} \cdot V_{Rd,C} = \frac{4 \cdot \left(\frac{C_x}{2} + \frac{C_y}{2} \right)}{i} \cdot V_{Rd,C}$$

Dove è $V_{Rd,C}$ il taglio resistente del solo calcestruzzo della nervatura, n° è il numero di nervature che contribuiscono, calcolabile come il perimetro dei capitelli nel campo considerato, diviso l'interasse delle nervature i .

Pertanto l'azione resistente totale è la somma delle azioni resistenti delle nervature.

Uguagliando la sollecitazione e la resistenza posso impormi di cercare le dimensioni del capitello C_x C_y , che soddisfano la relazione; nel caso in cui si vogliano prevedere capitelli quadrati, l'equazione si semplifica in:

$$p \cdot (L_x \cdot L_y - c^2) = \frac{4 \cdot c \cdot V_{Rd,C}}{i}$$

Questa è un'equazione di secondo grado risolvibile in c :

$$c^2 \cdot [p] + c \cdot \left[\frac{4 \cdot V_{Rd,C}}{i} \right] - p \cdot L_x \cdot L_y = 0$$

Alternativamente, si possono cercare le dimensioni di capitello, mantenendo distinte le dimensioni C_x e C_y , ma andrà inserita un'ulteriore equazione per poter rendere risolvibile il sistema; ad esempio si può imporre che il rapporto tra C_x e C_y , sia lo stesso che quello tra L_x e L_y .

3.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

3.3.1 METODO DELLE STRISCE

3.3.1.a Calcolo dei momenti flettenti

Nell'ambito del Metodo Statico, lo stato limite ultimo di una piastra è caratterizzato dal raggiungimento in una o più sezioni del momento limite.

Pertanto il campo di momenti deve obbedire all'equazione dell'equilibrio flessionale della piastra:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \cdot \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \cdot \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -p(x, y)$$

Esistono a priori infiniti campi di momento in grado di soddisfare questa equazione, ma una sola è la soluzione esatta, corrispondente alla formazione del cinematismo.

Ad eccezione di un numero limitati di casi semplici, è praticamente impossibile determinare la soluzione esatta senza l'uso del calcolo automatico. Tuttavia è possibile ottenere soluzioni soddisfacenti, anche se approssimate,

prescindendo dalla formazione di un cinematismo, come proposto ad esempio da Hillerborg, il cui Metodo delle Strisce è di semplice uso.

Tale metodo prescinde dalla torsione, per cui l'equazione di equilibrio diventa:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -p(x, y)$$

Nella piastra fessurata sono presenti almeno tre meccanismi resistenti a torsione, e quindi in via di principio la torsione non può essere ignorata. Tuttavia in sede di dimensionamento dell'armatura (obiettivo del metodo di Hillerborg), è prudente non tener conto della torsione in quanto i tre meccanismi succitati (torsione in zona compressa, ingranamento degli aggregati nei piani fessurati ed azione di bietta dell'armatura) troppo spesso dipendono da fattori che non rientrano nel controllo del progettista, quali l'estensione della zona compressa, l'apertura delle fessure e la rigidità flessionale locale dell'armatura.

Questa ipotesi di torsione trascurata, corrisponde ad ipotizzare un modello meccanico che compone la piastra di un insieme di strisce disposte nelle direzioni x e y , ciascuna soggetta a flessione e taglio.

Pertanto le strisce disposte lungo la direttrice x assorbono una quota parte del carico, $\alpha \cdot p$, e le strisce in direzione y la restante quotaparte $(1 - \alpha) \cdot p$; questo è traducibile con le equazioni:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} = -\alpha \cdot p_u$$

$$\frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -(1 - \alpha) \cdot p_u$$

Per ragioni pratiche, al coefficiente α non possono essere assegnati valori variabili con continuità, ma valori costanti a zone.

La piastra deve quindi essere divisa in zone, ciascuna con il proprio valore α . La scelta di tale valore va fatta sulla base della flessione più efficace nella trasmissione del carico al contorno, secondo il seguente criterio:

Dato che in ogni areola $dx dy$ della piastra si intersecano due strisce inflesse, l'una parallela all'asse x e l'altra parallela all'asse y , il carico agente su quell'areola viene trasmesso al contorno prevalentemente dalla striscia localmente più rigida a flessione (con minore luce, e/o con vincoli di estremità più rigidi e/o collegante l'areola con il vincolo più vicino); pertanto, nella trasmissione del carico al contorno prevale la direzione x ($\alpha \rightarrow 1$) o la direzione y ($\alpha \rightarrow 0$) a seconda che sia localmente più rigida la striscia allineate con x o quella allineata con y .

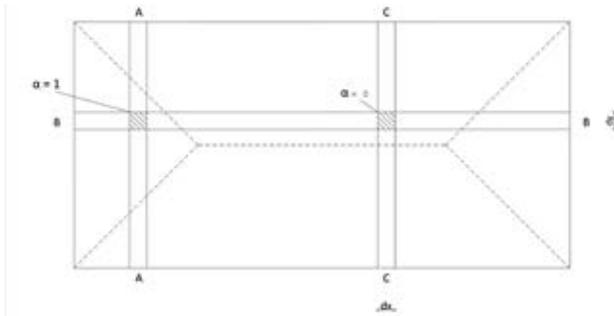


Figura 9 - rappresentazione metodo delle strisce secondo Hillerborg.

Più in dettaglio:

- piastra uniformemente vincolata al contorno: alle zone più prossime ai lati allineati con l'asse y vanno assegnati valori di α elevati (fra 0.5 e 1), mentre alle zone più prossime ai lati allineati con l'asse x vanno assegnati valori di α piccoli (fra 0 e 0.5) figura A .
Per le zone che siano mediamente equidistanti da due lati ugualmente vincolati è anche ragionevole porre $\alpha = 0.5$ ed allora è possibile adottare una distribuzione come in figura B.

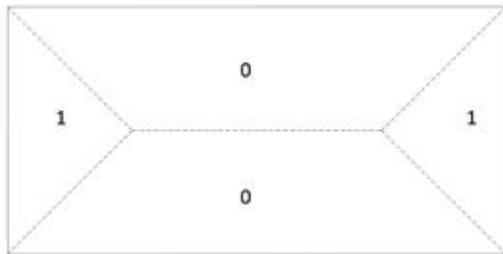


Figura 10 - possibile ripartizione (A) in una piastra rettangolare appoggiata al contorno.

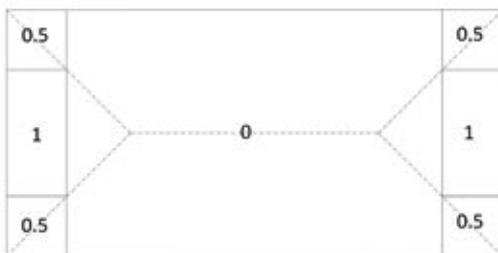


Figura 11 - possibile ripartizione (B) in una piastra rettangolare appoggiata al contorno.

- Piastra con vincoli ai contorni misti: la vicinanza con un incastro allineato con y comporta valori di α più grandi, mentre la vicinanza con un bordo libero allineato con y comporta valore nullo per α , non essendo possibile (per mancanza di vincolo e di continuità strutturale) alcuna trasmissione di carico in direzione x (ortogonale al bordo stesso).

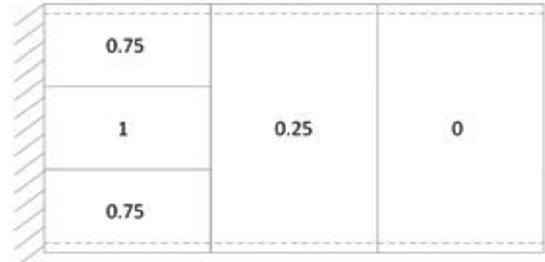


Figura 12 - possibile redistribuzione in una piastra rettangolare con vincoli misti al contorno.

Il metodo delle strisce dà anche ragione dei cosiddetti “bilancini”, che sono zone di contorno per le asole, e che fungono da vere e proprie travi di appoggio per le strisce ad esse ortogonali ed interrotte dalla presenza dell’asola.

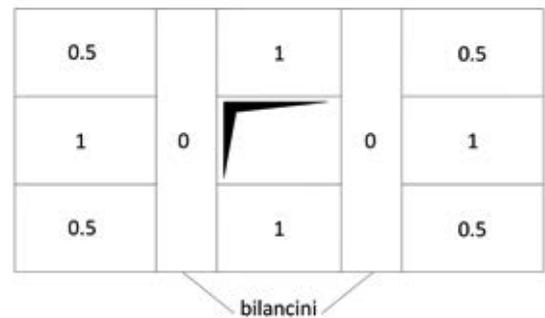


Figura 13 - esempio di piastra con asola e bilancini (dimensioni geometriche assegnate).

In ogni striscia l’armatura va dimensionata sulla base del momento massimo (il dimensionamento è conservativo):

$$m_{xu} = m_{xu}(\alpha, p_u, P_u)$$

oppure

$$m_{yu} = m_{yu}(1 - \alpha, p_u, P_u)$$

Si osservi che si è sempre parlato di dimensionamento dell’armatura, sebbene in realtà il metodo delle strisce consente di valutare i momenti resistenti d’armatura necessari

$$m_{xu} = A_x \cdot f_{yd} \cdot z; \quad m_{yu} = A_y \cdot f_{yd} \cdot z$$

In tali formule compare lo spessore della piastra t attraverso il braccio delle coppia interna $z = 0.8 \cdot t$ pertanto se, come è usuale, è assegnato lo spessore della piastra t , si dimensionano le armature; ma se è assegnata l’armatura si dimensiona lo spessore.

Piastra su pilastri procedimento di calcolo semplificato

Il progetto di un campo di piastra su pilastri sotto l'azione di un carico verticale w può essere semplificato come segue. Per ovvi motivi di equilibrio, la somma dei momenti risultanti M^+ e M^- , lungo le sezioni in corrispondenza dei pilastri e in campata, in direzione x , deve essere pari al momento totale dovuto al carico, $w \cdot l_x \cdot l_y^2 / 8$; un analogo schema può essere preso in considerazione per i momenti in direzione y .

Tenere in considerazione le dimensioni delle sezioni dei pilastri, dà seguito ad una riduzione del momento massimo dovuto ai carichi rispetto al caso di un appoggio puntiforme; è possibile considerare un valore della luce ridotto di metà della dimensione del pilastro a ciascuna estremità.

Considerando, ad esempio, la direzione y , con luce l_y e pilastro di dimensione b_y , si può ricavare un valore di flessione totale nella direzione pari a:

$$M_T = M^+ + M^- = \left(1 - \frac{b_y}{l_y}\right)^2 \cdot w \cdot \frac{l_x \cdot l_y^2}{8} < w \cdot \frac{l_x \cdot l_y^2}{8}$$

Il dimensionamento delle armature viene effettuato suddividendo questo momento totale in un momento positivo in campata, ed uno negativo in corrispondenza della sezione di appoggio, individuata dalla linea che collega due colonne. La percentuale di M_T portata da ciascuna sezione è determinata facendo riferimento alla distribuzione dei momenti flettenti della soluzione elastica. Secondo le ipotesi di Parker e Gamble è possibile suddividere il momento totale nelle due direzioni:

$$M_T = \left(1 - b_y/l_y\right)^2 \cdot w \cdot l_x \cdot l_y^2 / 8$$

oppure

$$\left(1 - b_x/l_x\right)^2 \cdot w \cdot l_y \cdot l_x^2 / 8$$

attribuendone il 65% ai momenti negativi sull'appoggio, ed il rimanente 35% ai momenti positivi in campata. Da questa osservazione è nato un procedimento di progetto che suddivide la piastra in due strisce, una laterale, che collega i pilastri, e una centrale, ciascuna delle quali porta una parte del momento totale; alla base di tale metodo sta pertanto l'utilizzo per il progetto dei valori medi dei momenti flettenti. Le percentuali del momento totale che vanno portate da ciascuna striscia, sono scelte sempre con riferimento alla soluzione elastica: è affidato il 70% del momento negativo M^- alla striscia laterale in corrispondenza delle colonne, e il 30% alla fascia centrale.

Per quanto riguarda, invece, il momento positivo viene spartito equamente, 50% alle strisce laterali, 50% a quelle centrali. La striscia laterale può essere rappresentata suddivisa in due parti che occupano ciascuna il 20% della larghezza del campo (in totale sommate occupano il 40% della larghezza, quella centrale il 60%).

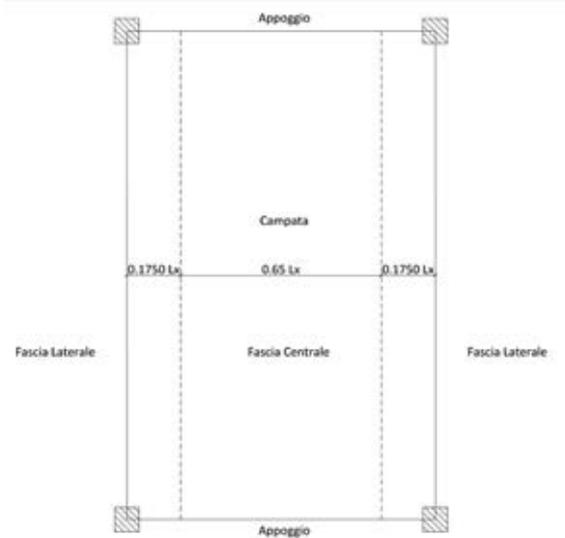


Figura 14 - schema per il calcolo dei momenti di progetto in direzione y - larghezza delle strisce centrali e laterali.

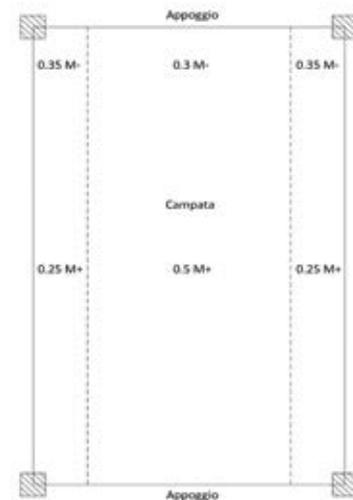


Figura 15 - schema per il calcolo dei momenti di progetto - momenti di competenza di ciascuna striscia.

Essendo le precedenti suddivisioni fatte partendo dalla soluzione elastica, è conveniente procedere senza operare redistribuzioni dei momenti tra i valori sugli appoggi e quelli in campata, per avere un buon comportamento della struttura in esercizio, con fessurazione e frecce limitate. Un ulteriore motivo che induce a evitare redistribuzioni è il pericolo di punzonamento delle piastre in corrispondenza all'appoggio sui pilastri, che può essere favorito dalla fessurazione dovuta alla flessione e dallo snervamento delle armature in tali zone.

3.3.1.b Calcolo dello sforzo di taglio

Consideriamo un solaio costituito da una serie infinita di campi, con luci nelle due direzioni L_x e L_y , e capitello di dimensioni C_x , C_y , soggetto ad un carico p :
supponendo che il taglio dovuto alla reazione dei pilastri sia assorbito dai capitelli (verifica a punzonamento della colonna), la piastra alleggerita deve essere in grado di resistere alla forza tagliante dovuta al carico verticale ed agente sulla porzione di solaio evidenziata dalla figura seguente:

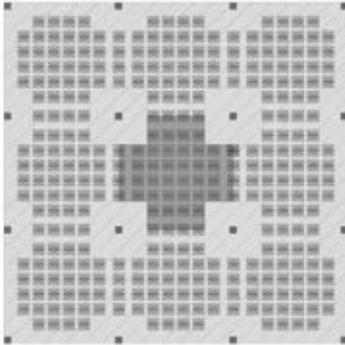


Figura 16 - area soggetta ad azione tagliante considerata

$$V_{Ed} = p \cdot \left(L_x \cdot L_y - 4 \cdot \frac{c_x \cdot c_y}{4} \right)$$

Questa azione deve essere assorbita dalle nervature all'interfaccia tra i capitelli e la restante porzione di solaio.

La forza tagliante per ciascuna delle nervature sarà pertanto:

$$V_{Ed} = n^o \cdot v_{Ed} = \text{int} \left\{ \frac{4 \cdot \left(\frac{c_x}{2} + \frac{c_y}{2} \right)}{i} \right\} \cdot v_{Ed,C}$$

$$v_{Ed,C} = \frac{V_{Ed} \cdot i}{4 \cdot \left(\frac{c_x}{2} + \frac{c_y}{2} \right)}$$

3.3.1.c Calcolo del punzonamento

Se p è il carico ultimo agente sulla piastra, i capitelli devono essere in grado di resistere alla reazione del pilastro pari a:

$$P_{Ed} = p \cdot L_x \cdot L_y$$

3.3.2 METODO DI GRASHOF

Un metodo semplificato alternativo si basa su di un'analisi che compara ad una trave fittizia il comportamento della piastra. Tale analisi è basata sulla deformazione dei campi di lastra soggetti a carichi uniformemente distribuiti. Si immagina di dividere il campo di soletta in tante strisce, al limite infinitesime, a e b, ortogonali tra di loro. Il carico distribuito sarà portato dalla lastra di soletta piena secondo un comportamento bidirezionale; le due strisce in cui si è scomposto il generico campo di piastra porteranno un'aliquota di carico funzione della rigidità delle strisce stesse, tali aliquote saranno trovate applicando la seguente formula (Grashof) approssimata:

$$q_a = q \cdot \frac{b^4}{K \cdot a^4 + b^4}; \quad q_b = q_{TOT} - q_a$$

Una volta determinato il carico competente alle strisce a e b si potrà applicare la semplificazione di modello a trave continua.

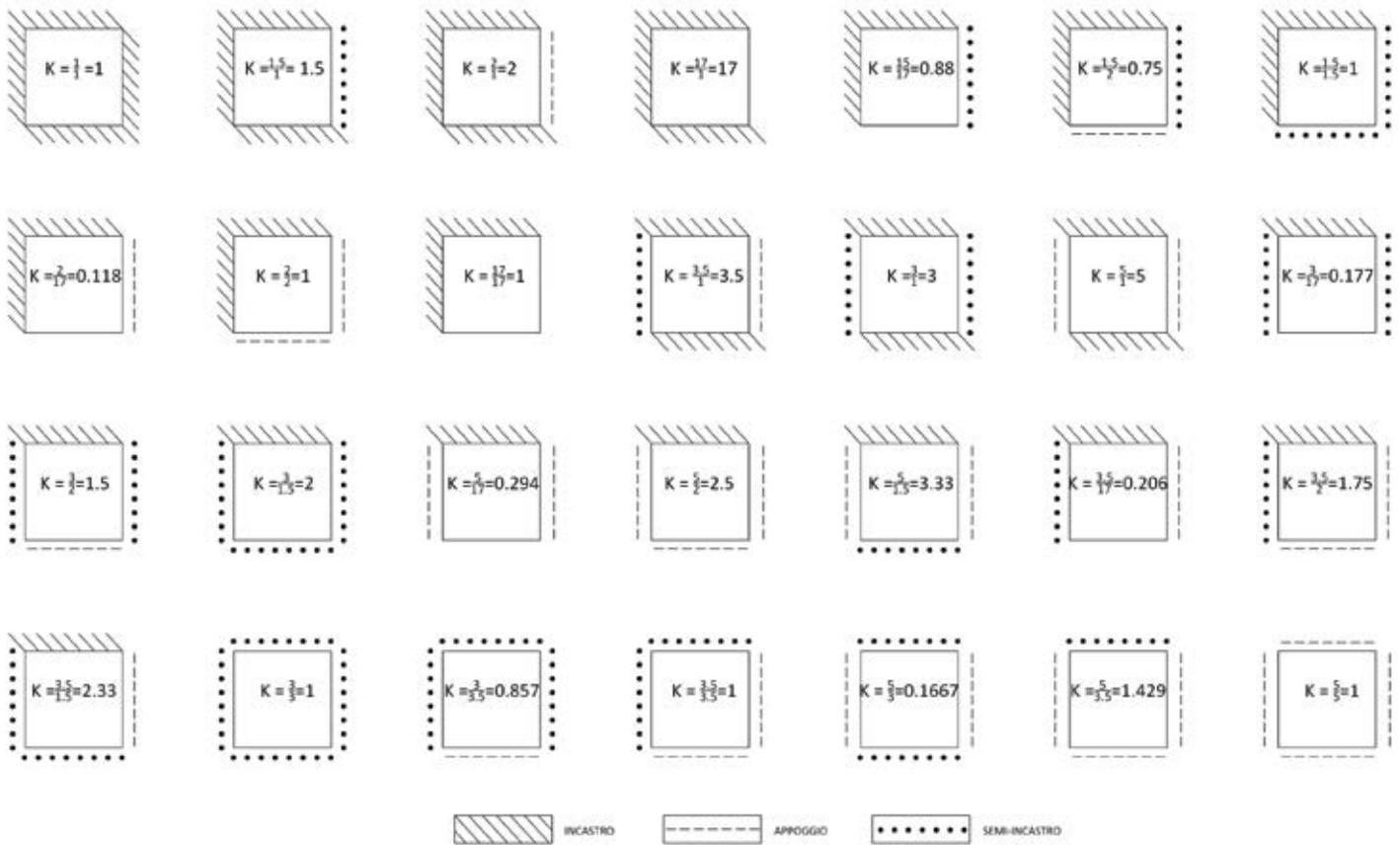


Figura 17 - schemi di vincolo

3.3.3 MODELLAZIONE F.E.M.

È possibile, poi, modellare agli elementi finiti le piastre in calcestruzzo armato alleggerite con elementi **Nuovo Nautilus EVO**, come piastre piene con valori ridotti di rigidezze e peso proprio. È possibile adottare uno dei seguenti espedienti:

- modellare la piastra con **Nuovo Nautilus EVO** come una soletta dello spessore di costruzione, ma con dei coefficienti moltiplicativi per la riduzione di pesi e inerzie;
- modellare la piastra con **Nuovo Nautilus EVO** come una soletta piena di spessore ridotto, per ottenere equivalenti rigidezze e pesi propri;
- modellare la piastra con **Nuovo Nautilus EVO** come una soletta dello spessore di costruzione, ma introdurre dei coefficienti sul materiale calcestruzzo armato della porzione di piastra occupata dagli alleggerimenti, al fine di ridurre il modulo di Young e il peso proprio.

La soluzione **a** è ottenuta come segue: ricordando che il valore di rigidezza flessionale D è:

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

Dove:

- E è il Modulo di Young;
- I è il Momento d'Inerzia;
- ν è il Modulo di Poisson.

Il nostro obiettivo è quello di modellare agli elementi finiti una piastra isotropa, con la medesima rigidezza di una piastra alleggerita:

$$D_{full} = D_{void}$$

$$\frac{E_{full} \cdot I_{full}}{(1 - \nu^2)} = \frac{E_{void} \cdot I_{void}}{(1 - \nu^2)}$$

$$R_f = \frac{E_{void} \cdot I_{void}}{E_{full} \cdot I_{full}}$$

Il coefficiente R appena ricavato è il coefficiente riduttivo da applicare ad una piastra piena nel programma ad elementi finiti per ottenere la rigidezza flessionale equivalente della piastra con **Nuovo Nautilus EVO**, e, se il materiale è il medesimo, diventa:

$$R_f = \frac{I_{void}}{I_{full}} < 1$$

CALCOLARE L'INERZIA DELLA NERVATURA DEL SOLAIO ALLEGGERITO

ELEMENTI	INERZIA [mm ⁴]	BARICENTRO [mm]	AREA [mm ²]	VOLUME [m ³]
H10	38577300	48.3	46361	0.024
H13	84834500	62.9	60350	0.028
H16	158272000	77.6	74339	0.032
H20	309335100	97.1	92909	0.039
H23	448121900	115.3	106712	0.052
H24	534784000	116.6	111643	0.046
H26	648180500	130.0	120701	0.056
H28	849526400	136.2	130295	0.053
H29	901349400	145.0	134690	0.060
H30	1002580000	151.2	139353	0.063
H32	1212130200	160.0	148600	0.064
H33	1332396800	165.8	153342	0.067
H34	1465266900	171.8	158004	0.070
H36	1729333800	180.5	167331	0.071
H37	1883915700	186.3	171994	0.074
H38	2052377400	192.2	176649	0.077
H40	2373891500	200.0	185982	0.078
H41	2570833000	206.8	190645	0.081
H44	3163889700	220.0	204635	0.085
H48	4109701700	240.0	223200	0.092
H52	5230090000	260.5	241938	0.099
H56	6534840000	280.0	280590	0.106

Quindi l'inerzia della nervatura alleggerita può essere trovata, utilizzando Huygens-Steiner, come:

$$I_{x/y}^{void} = \frac{1}{12} B_t \cdot H_t^3 + B_t \cdot H_t \left(\frac{H_t}{2} - y_G^{void} \right)^2 - I_{x/y}^{naut} - A_{naut} \cdot \left[\left(y_G^{naut} + S_i \right) - y_G^{void} \right]^2$$

- H_t : spessore totale del solaio;
- B_t : interasse tra le nervature;
- y_G^{void} : baricentro della sezione alleggerita finale;
- y_G^{naut} : baricentro della zona vuota;
- $I_{x/y}^{void}$: momento di inerzia in direzione x o y della sezione alleggerita finale;
- $I_{x/y}^{naut}$: momento di inerzia in direzione x o y della zona vuota;
- A_{naut} : superficie della zona vuota.

Dividendo la quantità trovata per la lunghezza dell'interasse tra le casseforme si trova il valore di inerzia per metro lineare. Mentre l'inerzia (per metro lineare) della sezione piena può essere calcolata come quella di un rettangolo di altezza pari all'altezza della sezione in calcestruzzo, e di larghezza pari alla larghezza di un elemento **Nuovo Nautilus EVO** più la dimensione della nervatura, l'equivalente quantità per un solaio alleggerito può essere calcolata come quella di un profilo ad *I*, con alette inferiori e superiori date dalle solette, e anima di dimensioni della nervatura.

La soluzione **b** è trovata imponendo di trovare uno spessore di una piastra piena, tale da avere la medesima rigidità flessionale della piastra alleggerita:

$$S_t = \frac{E \cdot I_{void}}{(1 - \nu^2)} = \frac{E \cdot H_t^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$$

Risolvendo dà l'espressione dello spessore fittizio:

$$H_f = \sqrt[3]{12 \cdot I_{void}}$$

In maniera del tutto analoga a quanto fatto per le rigidità flessionali, anche le rigidità torsionali e a taglio devono essere ridotte per modellare correttamente il comportamento della piastra alleggerita

$$R_t = \frac{S_{t,void}}{S_{t,full}} < 1$$

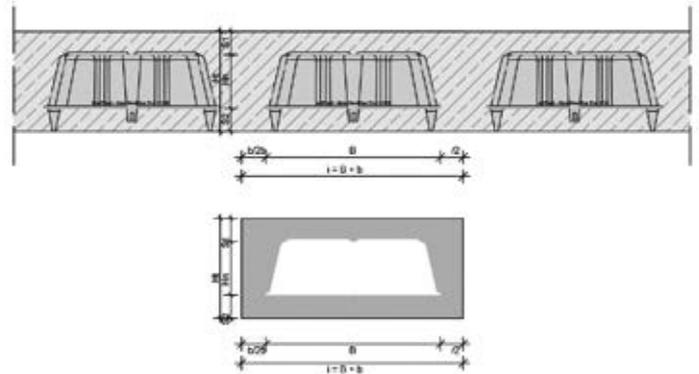


Figura 18 - sezione tipo - calcolo dei coefficienti riduttivi

La rigidità torsionale della soletta piena è determinata secondo la formula:

$$I_t = \alpha \cdot H_{tot}^3 \cdot i$$

Dove il fattore α è funzione del rapporto i/H_{tot} :

i/H_{tot}	1.5	2.0	3.0	4.0
α	0.196	0.229	0.263	0.281

i/H_{tot}	6.0	8.0	10.0	∞
α	0.299	0.307	0.313	0.333

Analogamente può essere ricavato per la soletta alleggerita, tramite la formula di Bredt:

$$t_1 = \frac{N_{x/y}}{2}$$

$$t_2 = S_s$$

$$t_3 = S_i$$

$$b_k = i - T_1$$

$$d_k = H_t - \frac{S_s}{2} - \frac{S_i}{2}$$

$$I_t^{void,x/y} = \frac{4 \cdot b_k \cdot d_k}{\frac{2}{b_k \cdot t_1} + \frac{1}{d_k \cdot t_2} + \frac{1}{d_k \cdot t_3}}$$

Quindi il fattore di riduzione risulta essere:

$$R_t = \min \left\{ \frac{I_t^{void,x}}{I_t^{full}}; \frac{I_t^{void,y}}{I_t^{full}} \right\} < 1$$

Il fattore moltiplicativo per tenere conto della riduzione della resistenza a taglio è ricavato dalla comparazione tra le aree resistenti alla sollecitazione tagliante della soletta piena e della nervatura della soletta alleggerita:

$$R_s = \frac{A_{s,void}}{A_{s,full}} < 1$$

Mentre una porzione di larghezza unitaria di soletta piena reagisce interamente a taglio, l'area a taglio della soletta alleggerita è data dalla sola area piena della sezione.

Per quanto riguarda il peso proprio della soletta alleggerita, questo può essere calcolato sottraendo il volume dei casseri **Nuovo Nautilus EVO** per metro quadro, dal peso della corrispondente soletta piena:

$$W_{void} = \left[H_{tot} - \frac{1}{(52 \text{ cm} + B)^2} \cdot Vol_{Naut} \right] \cdot \gamma_{cls}$$

Questo valore permette di trovare il fattore di riduzione del peso proprio:

$$R_w = \frac{W_{void}}{W_{full}} < 1$$

3.3.4 ESEMPIO PRATICO

Immaginiamo di dover effettuare il pre-dimensionamento del seguente campo di solaio:

- $L_x = L_y = 8 \text{ m}$
- $G_{k2} = 2 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{k1} = 5 \text{ kN/m}^2$
- Calcestruzzo: classe di resistenza C32/40

Dalle stime di predimensionamento possiamo ipotizzare che il solaio alleggerito dovrebbe avere uno spessore pari a:

$$H_{tot} = \frac{L}{28} = 29 \text{ cm}$$

Eventualmente affinabile successivamente, una volta creato il nostro modello di calcolo F.E.M.

Ipotizziamo di armare con maglia di base $\varnothing 8 \text{ 20x20}$, con un copriferro di 30 mm, la soletta dovrà essere di dimensioni tali da poter ospitare due diametri della maglia di base, il copriferro, più un diametro di distanza tra la maglia di base e l'elemento di alleggerimento:

$$S_{min} = c + 2 \cdot \varphi + \varphi =$$

$$= 30 \text{ mm} + 2 \cdot 8 \text{ mm} + 8 \text{ mm} = 54 \text{ mm}$$

Arrotondando, la dimensione minima per le solette inferiore e superiore è di 60 mm. Pertanto:

$$H_{nau} = 29 \text{ cm} - 12 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$

Poiché l'alleggerimento da 17 cm non esiste a catalogo, ipotizziamo quindi di utilizzare l'alleggerimento **Nuovo Nautilus EVO H16**. Per poter avere i 29 cm di spessore complessivo, si dovrà procedere con l'adottare 7 cm di soletta inferiore e 6 cm di soletta superiore; infatti, è preferibile utilizzare il maggiore dei due spessori nella soletta inferiore, in maniera tale da garantire un maggiore ricoprimento alle barre di armatura, con un conseguente miglioramento delle performance al fuoco.

Sempre in prima approssimazione possiamo ipotizzare un interasse di 14 cm, e, nel caso non fosse sufficiente, in seguito si provvederà ad aumentarne lo spessore. In tal caso avremo una incidenza massima teorica di alleggerimenti pari a:

$$i = \frac{1}{(0.52 + 0.14)^2} = 2.30 \text{ casseri/m}^2$$

Il peso proprio della piastra sarà pertanto:

$$G_{kl} = \left(0.29 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} - 2.30 \frac{\text{pz}}{\text{m}^2} \cdot 0.032 \frac{\text{m}^3}{\text{pz}} \right) \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Questo valore del peso proprio non sarà quello corretto in quanto non tiene conto delle zone piene, tuttavia lo possiamo utilizzare in prima approssimazione.

A questo punto possiamo calcolare la dimensione minima del capitello necessario:

$$p = 1.3 \cdot G_{kl} + 1.5 + G_{k2} \cdot 1.5 \cdot Q_{k1} = 17.55 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = 1.15 \text{ (pilastro centrale)}$$

$$v_{Rd,c} = 0.51 \text{ MPa}$$

$$d = H_{tot} - c = 29 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 26 \text{ cm}$$

$$V_{Ed} = 17.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 64 \text{ m}^2 = 1123.2 \text{ kN}$$

Valore ottenuto moltiplicando il carico ultimo per l'area di influenza di un pilastro centrale

$$u_{out} = \frac{\beta \cdot V_{ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} = 9.74 \text{ m}$$

Ciò significa che intorno al pilastro dovrà essere lasciata priva di alleggerimenti per lo meno una zona circoscritta alla circonferenza di diametro

$$D_{cap} = u_{out} / \pi = 3.10 \text{ m}$$

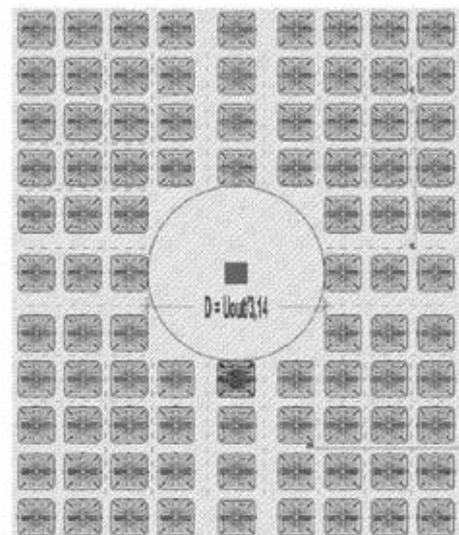


Figura 19 - permetro critico e zona priva di alleggerimenti

Se invece il nostro intento è quello di trovare la dimensione del capitello tale da evitare di dover inserire armatura a taglio, il calcolo è il seguente (come spiegato in precedenza):

$$c^2 \cdot [p] + c \cdot \left[\frac{4 \cdot V_{Rd,c}}{i} \right] - p \cdot L_x \cdot L_y = 0$$

Dove:

$$i = 0.66 \text{ m}$$

$$V_{Rd,c} = 18.03 \text{ kN}$$

Risolvendo si ottiene la dimensione massima del capitello:

$$c = 5.49 \text{ m}$$

Si può quindi procedere, definita la geometria dell'impalcato, ad intavolare la creazione del modello agli elementi finiti.

Considerando che il capitello minimo stimato è largo 3.10 m, assumendo di eliminare al di sopra del pilastro un numero intero di alleggerimenti, verrà preso un capitello minimo pari a:

$$C_{reale} = 5 \cdot 0.66 + 0.14 = 3.44 \text{ m}$$

A questo punto possiamo calcolare il peso proprio in modo più accurato:

1. La superficie di riferimento totale è pari a:

$$8 \text{ m} \cdot 8 \text{ m} = 64 \text{ m}^2$$

2. La superficie priva di alleggerimenti sarà pari a:

$$3.44 \text{ m} \cdot 3.44 \text{ m} = 11.83 \text{ m}^2$$

3. La superficie alleggerita netta sarà pertanto:

$$64 - 11.83 = 52.17 \text{ m}^2$$

4. Il peso proprio della soletta massiccia è:

$$0.29 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot 25 \text{ kN}/\text{m}^3 = 7.25 \text{ kN}/\text{m}^2$$

Il peso proprio medio della piastra sarà pertanto:

$$G_{kl} = \frac{7.25 \text{ kN}/\text{m}^2 \cdot 11.83 \text{ m}^2 + 5.41 \text{ kN}/\text{m}^2 \cdot 52.17 \text{ m}^2}{11.83 \text{ m}^2 + 52.17 \text{ m}^2} = 5.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Si può notare come rispetto alla stima iniziale il peso proprio effettivo differisca del 6% circa, imprecisione quindi accettabile.

In questa fase, tuttavia, vanno coniugate le richieste minime di capitello, con la convenienza di massimo alleggerimento, rispettando distanze minime di cordolo dal bordo della piastra (nell'ordine dei 30-40 cm).

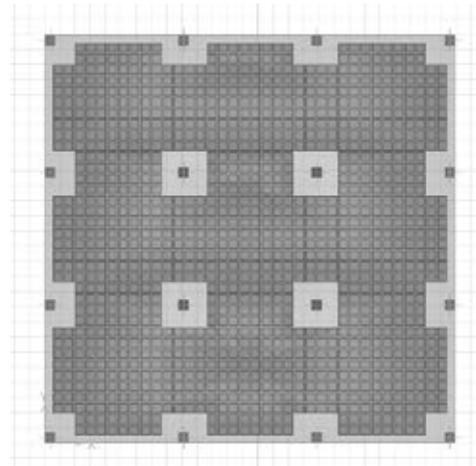


Figura 20 - modello FEM, 2D.

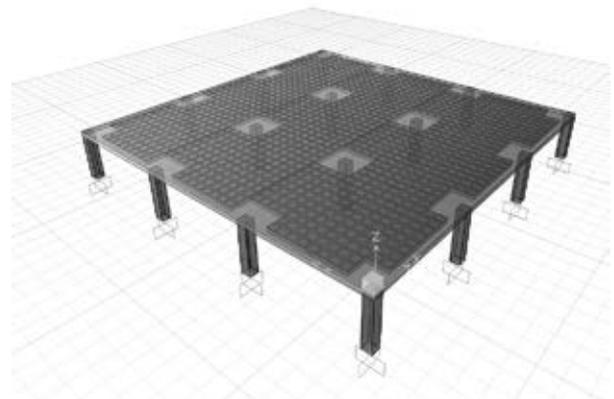


Figura 21 - modello FEM, 3D.

$$R_{M,11} = 0.88$$

$$R_{M,22} = 0.88$$

$$R_{M,12} = 0.73$$

$$R_{T,13} = 0.61$$

$$R_{T,23} = 0.61$$

$$R_{MASS} = 0.75$$

3.4 VERIFICA

3.4.1 CALCOLO DELL'ARMATURA A FLESSIONE

Il calcolo viene fatto nell'ipotesi che in presenza dei carichi ultimi l'armatura nelle due direzioni x e y sviluppi i propri momenti resistenti ultimi:

$$m_{xu} = z_x \cdot f_{yd} \cdot A_x \approx 0.9 \cdot d_x \cdot f_{yd} \cdot A_x$$

$$m_{yu} = z_y \cdot f_{yd} \cdot A_y \approx 0.9 \cdot d_y \cdot f_{yd} \cdot A_y$$

L'ipotesi di contemporaneo sviluppo di momenti resistenti ultimi implica infinita duttilità delle barre di armatura, quindi il comportamento elastico risulta trascurabile; inoltre si ha che la congruenza fra gli allungamenti delle due famiglie di barre possa essere non considerata, in quanto il calcestruzzo teso si fessura e non viene considerato come un vincolo per l'armatura.

Si introduce di seguito il metodo del momento normale, utilizzato per il dimensionamento locale dell'armatura a rottura: pertanto risulta differente da altri metodi, detti globali, nei quali l'armatura viene dimensionata e sulla base del comportamento dell'intera struttura a collasso (come il metodo delle linee di rottura).

I momenti resistenti ultimi sviluppati dall'armatura su di una giacitura avente asse normale *n* ed asse tangente *t* assumono le seguenti espressioni:

$$m_{nu} = m_{xu} \cos^2 \theta + m_{yu} \sin^2 \theta$$

$$m_{tu} = m_{xu} \sin^2 \theta + m_{yu} \cos^2 \theta$$

$$m_{ntu} = (m_{xu} - m_{yu}) \cdot \sin \theta \cos \theta$$

Si può osservare come a secondo membro non compaia alcun momento torcente, in quanto, essendo le barre immaginate come fili tesi, insieme con il calcestruzzo compresso, l'unico meccanismo resistente che l'armatura sviluppa è flettente.

Per qualunque giacitura, e per qualunque orientamento di *n*, il calcolo dell'armatura deve rispettare le seguenti condizioni:

$$M_n \leq m_{nu}$$

$$M_{nt} \leq m_{ntu}$$

Si osservi come, comunque, nel c.a. anche fessurato siano presenti vari meccanismi che consentono di resistere a torsione:

- azione di spinotto sviluppata dall'armatura tesa in zona fessurata;

- continuità del materiale in zona compressa;
- ingranamento delle facce fessurate.

Tali meccanismi, pur non essendo presenti contemporaneamente al massimo delle loro azioni contribuiscono al soddisfacimento della seconda disuguaglianza scritta.

Il passo successivo è individuare la giacitura più critica, in corrispondenza della quale ho la minima distanza tra momento resistente e momento agente, esprimibile come:

$$\frac{d}{d\theta} (m_{nu} - M_n) = 0 ; \frac{d^2}{d\theta^2} (m_{nu} - M_n) = 0$$

Lo sfruttamento ottimale delle risorse della sezione in esame suggerisce di imporre l'uguaglianza tra il momento sollecitante e quello resistente, ovvero:

$$m_{nu} (\theta_{cr}) - M_n (\theta_{cr}) = 0$$

La terza equazione si ottiene imponendo che le precedenti equazioni siano soddisfatte con il minimo quantitativo di armatura:

$$\frac{d}{d\theta} (A_x + A_y)_{\theta_{cr}} = 0 ; \frac{d^2}{d\theta^2} (A_x + A_y)_{\theta_{cr}} = 0$$

Ricordandosi, tuttavia, della definizione dei momenti resistenti ultimi data ad inizio paragrafo, si ha una diretta proporzionalità tra le armature e i suddetti momenti:

$$\frac{d}{d\theta} (m_{xu} + m_{yu})_{\theta_{cr}} = 0 ; \frac{d^2}{d\theta^2} (m_{xu} + m_{yu})_{\theta_{cr}} = 0$$

Osservando, infine, che risulta $m_{xu} + m_{yu} = m_{nu} + m_{tu}$ si ottiene:

$$\frac{d}{d\theta} (m_{nu} + m_{tu})_{\theta_{cr}} = 0 ; \frac{d^2}{d\theta^2} (m_{nu} + m_{tu})_{\theta_{cr}} = 0$$

Si può dimostrare che, per, $M_x > 0$, $M_y > 0$, vale a dire al lembo teso inferiore, le espressioni per il progetto dell'armatura si presentano nella seguente forma:

$$m_{xu} = M_{xu} + |M_{xyu}|$$

$$m_{yu} = M_{yu} + |M_{xyu}|$$

E comporta la necessità di avere una disposizione d'armatura che sviluppi, in ambedue le direzioni, un momento resistente positivo.

Al contrario, per determinare le armature al lembo superiore (momento resistente negativo), si hanno le seguenti espressioni:

$$m_{xu} = M_{xu} - |M_{xyu}|$$

$$m_{yu} = M_{yu} - |M_{xyu}|$$

Il modello matematico appena illustrato corrisponde ad un preciso modello fisico, con formazione al lembo teso di un traliccio di tiranti (le barre di armatura), e puntoni.

Le espressioni risolventi trovate devono essere applicate congiuntamente in ogni punto della struttura: vi sono infatti punti nei quali si ha una debole flessione e una forte torsione, e cioè fintanto che risultino verificate le seguenti disuguaglianze:

$$|M_{xu}| < |M_{xyu}|$$

$$|M_{yu}| < |M_{xyu}|$$

In tale caso le armature tese sono richieste dalla sollecitazione torcente.

3.4.2 CALCOLO DELL'ARMATURA METODO DELLE STRISCE

3.4.2.a Calcolo dei momenti flettenti

Nell'ambito del Metodo Statico, lo stato limite ultimo di una piastra è caratterizzato dal raggiungimento in una o più sezioni del momento limite.

Pertanto il campo di momenti deve obbedire all'equazione dell'equilibrio flessionale della piastra:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \cdot \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \cdot \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -p(x, y)$$

Esistono a priori infiniti campi di momento in grado di soddisfare questa equazione, ma una sola è la soluzione esatta, corrispondente alla formazione del cinematismo.

Ad eccezione di un numero limitati di casi semplici, è praticamente impossibile determinare la soluzione esatta senza l'uso del calcolo automatico. Tuttavia è possibile ottenere soluzioni soddisfacenti, anche se approssimate, prescindendo dalla formazione di un cinematismo, come proposto ad esempio da Hillerborg, il cui Metodo delle Strisce è di semplice uso.

Tale metodo prescinde dalla torsione, per cui l'equazione di equilibrio diventa:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -p(x, y)$$

Nella piastra fessurata sono presenti almeno tre meccanismi resistenti a torsione, e quindi in via di principio la torsione non può essere ignorata. Tuttavia in sede di dimensionamento dell'armatura (obiettivo del metodo di Hillerborg), è prudente non tener conto della torsione in quanto i tre meccanismi succitati (torsione in zona compressa, ingranamento degli aggregati nei piani fessurati ed azione di bietta dell'armatura) troppo spesso dipendono da fattori che non rientrano nel controllo del progettista, quali l'estensione della zona compressa, l'apertura delle fessure e la rigidità flessionale locale dell'armatura.

Questa ipotesi di torsione trascurata, corrisponde ad ipotizzare un modello meccanico che compone la piastra di un insieme di strisce disposte nelle direzioni x e y, ciascuna soggetta a flessione e taglio.

Pertanto le strisce disposte lungo la direttrice x assorbono una quota parte del carico, $\alpha \cdot p$, e le strisce in direzione y la restante quotaparte $(1 - \alpha) \cdot p$; questo è traducibile con le equazioni:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} = -\alpha \cdot p_u$$

$$\frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -(1 - \alpha) \cdot p_u$$

Per ragioni pratiche, al coefficiente α non possono essere assegnati valori variabili con continuità, ma valori costanti a zone. La piastra deve quindi essere divisa in zone, ciascuna con il proprio valore α . La scelta di tale valore va fatta sulla base della flessione più efficace nella trasmissione del carico al contorno, secondo il seguente criterio: Dato che in ogni areola $dx dy$ della piastra si intersecano due strisce inflesse, l'una parallela all'asse x e l'altra parallela all'asse y, il carico agente su quell'areola viene trasmesso al contorno prevalentemente dalla striscia localmente più rigida a flessione (con minore luce, e/o con vincoli di estremità più rigidi e/o collegante l'areola con il vincolo più vicino); pertanto, nella trasmissione del carico al contorno prevale la direzione x ($\alpha \rightarrow 1$) o la direzione y ($\alpha \rightarrow 0$) a seconda che sia localmente più rigida la striscia allineata con x o quella allineata con y.

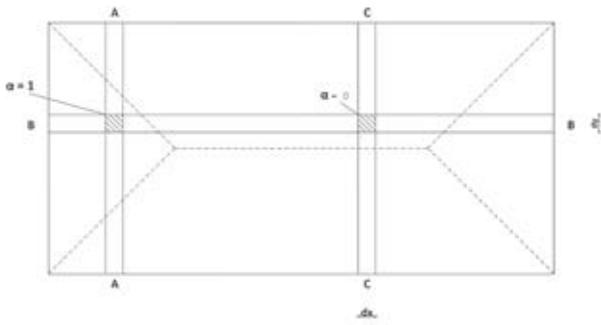


Figura 22 - rappresentazione metodo delle strisce di hillerborg

Più in dettaglio:

- Piastra uniformemente vincolata al contorno: alle zone più prossime ai lati allineati con l'asse y vanno assegnati valori di α elevati (fra 0.5 e 1), mentre alle zone più prossime ai lati allineati con l'asse x vanno assegnati valori di α piccoli (fra 0 e 0.5) figura A . Per le zone che siano mediamente equidistanti da due lati ugualmente vincolati è anche ragionevole porre $\alpha = 0.5$ ed allora è possibile adottare una distribuzione come in figura B.

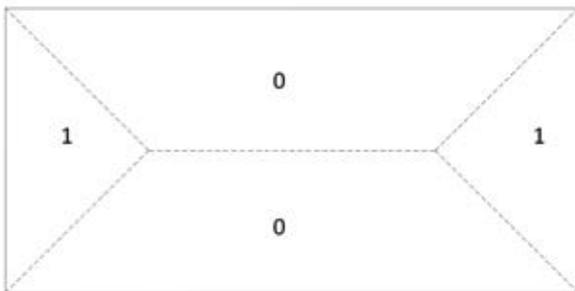


Figura 23 - possibile ripartizione (A) in una piastra rettangolare appoggiata al contorno

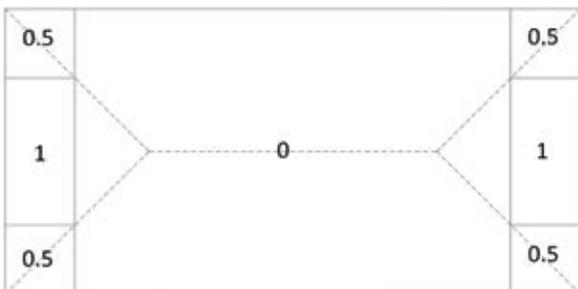


Figura 24 - possibile ripartizione (B) in una piastra rettangolare appoggiata al contorno

- Piastra con vincoli ai contorni misti: la vicinanza con un incastro allineato con y comporta valori di α più grandi, mentre la vicinanza con un bordo libero allineato con y comporta valore nullo per α , non essendo possibile (per mancanza di vincolo e di continuità strutturale) alcuna trasmissione di carico in direzione x (ortogonale al bordo stesso).

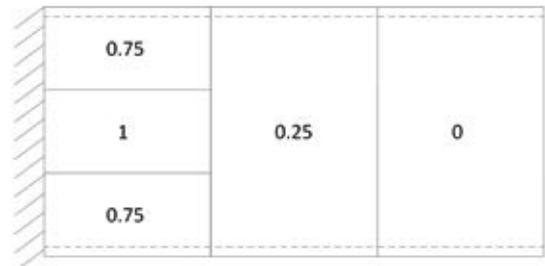


Figura 25 - possibile redistribuzione in una piastra rettangolare con vincoli misti al contorno

Il metodo delle strisce dà anche ragione dei cosiddetti "bilancini", che sono zone di contorno per le asole, e che fungono da vere e proprie travi di appoggio per le strisce ad esse ortogonali ed interrotte dalla presenza dell'asola.

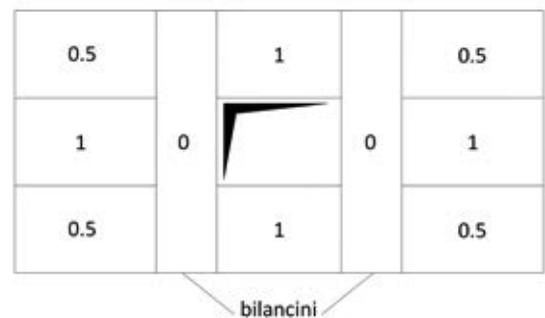


Figura 26 - esempio di piastra con asola e bilancini (dimensioni geometriche assegnate)

In ogni striscia l'armatura va dimensionata sulla base del momento massimo (il dimensionamento è conservativo):

$$m_{xu} = m_{xu}(\alpha, p_u, P_u)$$

oppure

$$m_{yu} = m_{yu}(1 - \alpha, p_u, P_u)$$

Una volta determinati i momenti sollecitanti i calcoli e verifica dell'armatura può essere condotto con l'usuale metodo a rottura sulla sezione di progetto qualitativamente illustrata nella figura sottostante.

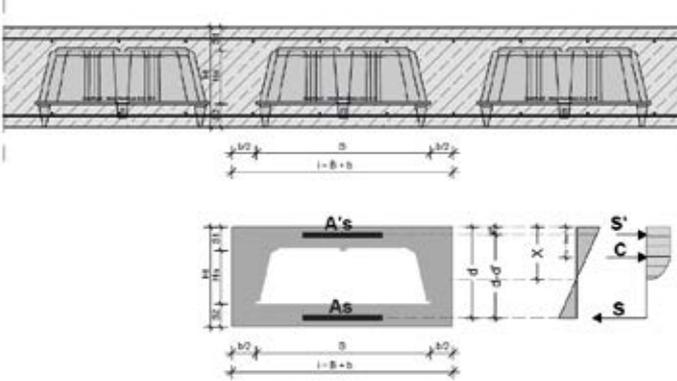


Figura 23 - sezione da utilizzare per il calcolo con il metodo a rottura

3.4.3 CALCOLO E VERIFICA ARMATURE A TAGLIO

Ricavato il valore dell'azione sollecitante a taglio, da abachi o da analisi agli elementi finiti, il calcolo dell'armatura a taglio può essere ricavato con la stessa procedura applicata a un profilo a I.

La resistenza della nervatura in assenza di armatura trasversale è calcolata come:

$$V_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \left(1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2}\right) \cdot b_w \cdot d$$

Dove:

I termini che compaiono in questa equazione sono:

- f_{ck} è la resistenza caratteristica del calcestruzzo, espressa in Mega Pascal;
- la percentuale di armatura tesa, disposta per resistere a flessione è:

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Al crescere di questo valore, cresce la resistenza a taglio, per l'aumento dell'effetto di ingranamento.;

- il termine

$$\left(1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2}\right)$$

tiene conto dell'effetto dimensionale. In relazione ai fenomeni di frattura fragile, le piastre di spessore maggiore hanno minore resistenza al punzonamento per unità di superficie lungo il perimetro critico. Questo termine non può essere maggiore di 2;

- $b_w \cdot d$ è l'area resistente a taglio, dove il primo termine è la larghezza dell'anima del travetto, mentre il secondo è l'altezza utile.

L'Eurocodice (6.2.1(4)) riporta che:

“Se, sulla base dei calcoli di progetto a taglio, non è richiesta armatura a taglio, si raccomanda di disporre comunque un'armatura minima secondo il **punto 9.2.2**.

Questa armatura minima può essere omessa in elementi quali piastre (piene, nervate, cave) dove la ripartizione trasversale dei carichi può avvenire. [...]”

Nelle zone in cui il taglio agente eccede il taglio resistente del solo calcestruzzo, è necessario inserire un'armatura a taglio.

Il progetto di elementi con armatura a taglio è basato su un modello a traliccio, e, per elementi con armatura verticale a taglio, la resistenza a taglio è definita come:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s}; V_{Rd,c} \}$$

Dove:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta$$

I termini che compaiono in questa equazione sono:

- A_{sw} , area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s , il passo delle staffe;
- f_{ywd} , la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;
- si raccomanda che l'angolo θ , che rappresenta l'angolo di inclinazione del puntone di calcestruzzo rispetto all'asse della trave, sia limitato: $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$
Si ricorda che impostare il valore massimo corrisponde a trovare il minimo quantitativo di armatura necessaria per soddisfare una data richiesta di azione tagliante.
- z è il braccio della coppia interna, per elemento di altezza costante, corrispondente al massimo momento flettente nell'elemento considerato.

Mentre la resistenza massima del calcestruzzo è:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

Dove:

- v_1 è un coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio, il cui valore è reperibile nell'appendice nazionale dell'Eurocodice, mentre il suo valore consigliato è:

$$v_1 = v = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] \left(\text{con } f_{ck} \text{ in MPa}\right)$$

- α_{cw} è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale. Il suo valore è unitario per strutture non precomprese.

In una situazione, più generale, in cui l'armatura a taglio è inserita ad un angolo α , la resistenza a taglio è pari al minor valore tra:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \tan \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

3.4.4 TIPOLOGIE DI ARMATURA TRASVERSALE

Esistono varie tipologie di armatura trasversale utilizzate: chiodi da punzonamento (shear studs), ganci aperti (shear hooks), staffe chiuse, greche; questi particolari costruttivi sono reperibili anche in “Fib Bulletin 2: Structural Concrete”

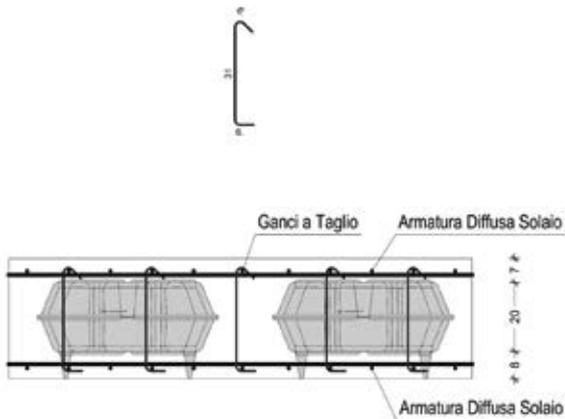


Figura 28 - ganci resistenti a taglio

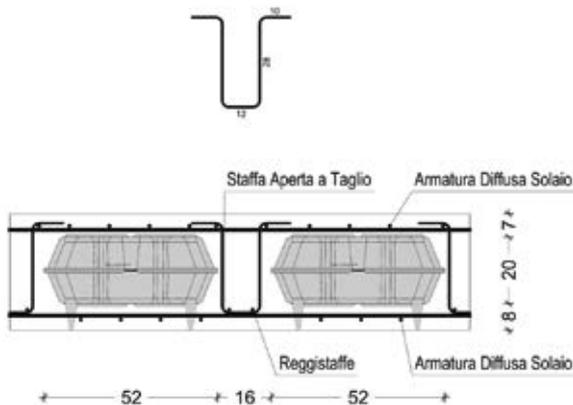


Figura 29 - staffe aperte resistenti a taglio

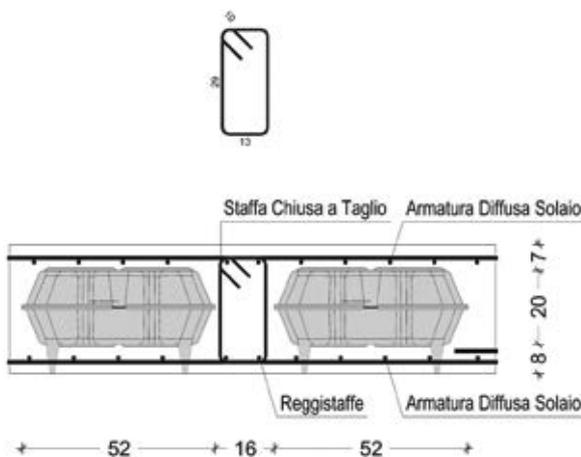


Figura 30 - ganci resistenti a taglio

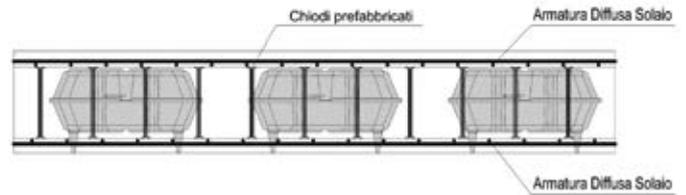


Figura 31 - spille prefabbricate resistenti a taglio

3.4.5 VERIFICA DELL'INTERFACCIA TRA STRATI DI CALCESTRUZZO GETTATI IN TEMPI DIVERSI

Il valore della forza di scorrimento sollecitante che si genera tra strati di calcestruzzo gettati in tempi diversi può essere stimata con riferimento a EC2 par. 6.2.5:

$$v_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{Z \cdot b_i}$$

Dove:

- β è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata;
- V_{Ed} è la forza di taglio trasversale;
- Z è il braccio delle forze interne ($\sim 0,9 \cdot d$);
- b_i è la larghezza dell'interfaccia (nel nostro caso pari all'interasse tra gli alleggerimenti);

La resistenza a taglio di progetto dell'interfaccia è data da:

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Dove:

- $C = 0,40$
- $\mu = 0,7$
- f_{ctd} resistenza a trazione di design del calcestruzzo
- σ_n tensione prodotta dalla forza esterna minima agente nell'interfaccia che può agire simultaneamente alla forza di taglio, positiva se di compressione, ma tale che $\sigma_n < 0,6 \cdot f_{cd}$ e negativa se di trazione. Se σ_n è di trazione si raccomanda di assumere $c \cdot f_{ctd}$ pari a 0;
- $\rho = A_s / A_i$ rapporto tra area di armatura che attraversa l'interfaccia e l'area dell'interfaccia;
- v coefficiente di riduzione della resistenza di cui al punto 6.2.2 (6);

- σ è un fattore, che tiene conto dei giunti di costruzione indentati, tale che $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Verificare che v_{Edi} sia inferiore a v_{Rdi} .

PRESCRIZIONI NORMATIVE

Nelle piastre piene, nervate, o alleggerite, non è necessario posizionare armatura minima a taglio laddove è possibile la ripartizione trasversale del carico, come riportato nell'Eurocodice al punto 6.2.1(4):

“Se, sulla base dei calcoli di progetto a taglio, non è richiesta armatura a taglio, si raccomanda di disporre comunque un’armatura minima secondo il punto 9.2.2. Questa armatura minima può essere omessa in elementi quali piastre (piene, nervate, cave) dove la ripartizione trasversale dei carichi è possibile.”

Il medesimo approccio può essere trovato nella normativa britannica BS8110 1997, Structural use of concrete – Part 1: Code of practice for design and construction al punto 3.6 Ribbed slabs (with solid or hollow blocks or voids).

AVERE UN’IDEA DELLA DISTANZA NELLA QUALE VA INSERITA L’ARMATURA A TAGLIO

Nel paragrafo precedente si è calcolato quanta armatura è necessaria per resistere alla massima sollecitazione tagliante, tuttavia non è necessario che tale quantitativo venga riproposto su tutta la luce alleggerita, infatti il taglio, lontano dagli appoggi, diminuisce in valore, fino a poter essere sostenuto unicamente dal contributo del calcestruzzo. Se si vuole avere un’idea indicativa di quale sia la distanza entro la quale l’armatura va necessariamente posta, il seguente ragionamento può essere seguito:

Consideriamo un solaio costituito da una serie infinita di campi, con luci nelle due direzioni L_x e L_y , e analizziamo un pilastro; tale pilastro avrà un capitello di dimensioni c_x , c_y . Immaginando che il taglio sulla piastra vari linearmente con il carico p , l’azione avrà valore massimo in corrispondenza del pilastro (con valore $p \cdot L_{x/y}$, dato che ho due campi di solaio che scaricano sul pilastro), e si annullerà in corrispondenza della mezzera.

Se l’obiettivo è trovare la distanza dal pilastro oltre la quale l’armatura a taglio non è più necessaria, con una semplice proporzione triangolare si ha:

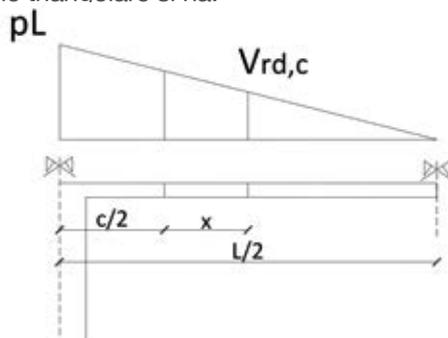


Figura 32 - calcolo distanza x

$$\frac{L_{x/y}}{2} : p \cdot L_{x/y} = \left(\frac{L_{x/y}}{2} - \frac{c_{x/y}}{2} - x \right) : V_{Rd}$$

$$\frac{L_{x/y}/2}{p \cdot L_{x/y}} = \frac{\left(\frac{L_{x/y}}{2} - \frac{c_{x/y}}{2} - x \right)}{V_{Rd}}$$

$$x = \frac{L_{x/y}}{2} - \frac{c_{x/y}}{2} - \frac{V_{Rd}}{2p}$$

Ovviamente questo è solo un controllo di prima approssimazione e non è inteso come un vincolo normativo.

3.4.6 CALCOLO E VERIFICA A PUNZONAMENTO

Le forze di taglio sono fattori spesso dominanti nel comportamento delle piastre, che influenzano fortemente la progettazione. Le forze di taglio sono massime in corrispondenza alle colonne o ad altri appoggi o carichi concentrati, ovvero quando si verifica l’introduzione di forze concentrate in direzione trasversale al piano medio di una piastra.

Se consideriamo una piastra in appoggio su colonne, la reazione trasmessa dal pilastro deve essere distribuita nel calcestruzzo all’interfaccia tra piastra e colonna; vi sono notevoli sollecitazioni di taglio, oltre che momenti negativi molto elevati, e di conseguenza una notevole concentrazione di sforzi. Questo può causare una improvvisa rottura per penetrazione attraverso la piastra, con la formazione di fessure diagonali che attraversano lo spessore del calcestruzzo. Questo fenomeno prende il nome di rottura per punzonamento.

Inizialmente si manifesta con l’apertura di fessure circolari attorno alla testa del pilastro; queste sono seguite dall’apertura di fessure in direzione radiale a partire dal pilastro; a circa 2/3 del carico di rottura si verifica l’apertura di fessure a forma di tronco di cono, dalla parte bassa dell’interfaccia tra colonna e piastra verso l’esterno; al crescere del carico la rottura viene raggiunta in modo improvviso con un aumento brusco dell’ampiezza delle fessure tronco coniche, senza alcun preavviso in termini di deformazioni.

La presenza di armature a flessione aumenta la resistenza a punzonamento. In alcuni casi può contribuire alla rottura una percentuale di armatura a flessione troppo esigua al di sopra delle colonne; è necessario pertanto dimensionare l’armatura in queste zone anche in funzione del pericolo di punzonamento, oltre che delle sollecitazioni flessionali.

Sulla base di queste osservazioni è possibile schematizzare il fenomeno del punzonamento in diversi modi:

- considerare l'equilibrio in condizioni di collasso tra la compressione alla base del cono e la forza di trazione nelle armature superiori disposte per assorbire i momenti flettenti corrispondenti;
- rappresentare il meccanismo resistente per mezzo di un traliccio con puntoni di calcestruzzo compresso e aste tese per il contributo resistente del calcestruzzo a trazione e delle armature disposte a contrastare l'apertura delle fessure diagonali.

È necessario verificare accuratamente che le condizioni di sicurezza siano rispettate, a causa della natura fragile del fenomeno, che non assicura alcun preavviso al collasso della piastra. Il punzonamento in condizioni estreme può provocare la caduta di un impalcato su quello sottostante, innescando con un effetto a catena la caduta quest'ultimo e avviando un collasso un incrementale. Al fine di evitare il rischio delle sopracitate rotture fragili vengono disposte particolari armature, dette armature di punzonamento, che attraversano il cono di rottura verticalmente per assorbire la sollecitazione di trazione attraverso la fessura; dal punto di vista statico esse vengono a svolgere il ruolo di bielle tese nello schema a traliccio. Per poter svolgere questa funzione le armature trasversali devono essere ancorate in modo adeguato.

Se vengono utilizzate delle classiche staffe, vanno collegate all'armatura flessionale che svolge quindi anche la funzione di reggi staffa. Questo tipo di soluzione è possibile nelle piastre e fondazioni di spessore medio, qualora invece lo spessore sia piccolo, è necessario ricorrere a dispositivi speciali, ad esempio sistemi costituiti da ferri corti trasversali muniti di placche di ancoraggio da disporre nel getto parallelamente al piano medio, o ancora realizzando dei cestini di armatura costituiti dall'intreccio di barre trasversali e parallele al piano dell'appoggio.

SCHEMA DI CALCOLO – VERIFICA DELLA RESISTENZA SUL PERIMETRO CRITICO

Data la complessità del fenomeno di rottura per punzonamento, le norme adottano dei procedimenti semplificati per la verifica, definendo una superficie di verifica nello spessore della piastra, ortogonale al piano medio, in corrispondenza della quale gli sforzi di taglio non devono superare un valore prefissato di resistenza del materiale.

La superficie definita dall'EC2 è ad una distanza di due volte l'altezza utile della piastra. In questo modo si valuta un perimetro di riferimento u , da moltiplicare per l'altezza utile d per ottenere la superficie di riferimento

Ovviamente la superficie di verifica cambia quando le colonne sono poste al bordo o in un angolo della piastra, oppure qualora vi siano delle aperture nella piastra che vanno a ridurre la superficie disponibile, o quando sia sensibile l'effetto dei carichi orizzontali.

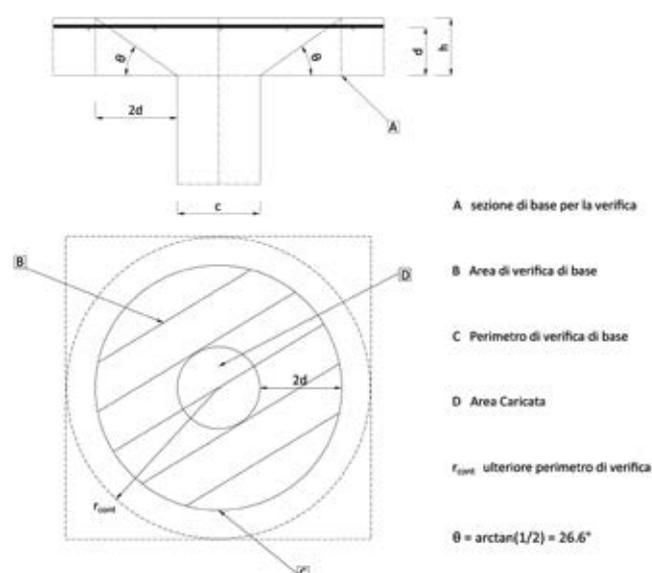


Figura 33 - punzonamento

Per semplificare il calcolo l'Eurocodice 2 propone come primo approccio semplificato dei coefficienti di amplificazione dello sforzo medio che si ottiene distribuendo in modo uniforme l'azione trasmessa dal pilastro alla superficie di verifica.

La sollecitazione può pertanto essere calcolata come:

$$v_{sd} = \beta \frac{V_{sd}}{u \cdot d}$$

Dove:

- V_{sd} è il valore di calcolo della forza totale del taglio agente;
- u è il perimetro della sezione critica;
- β è il coefficiente che considera la distribuzione non uniforme degli sforzi.

I valori di β vengono proposti dall'Eurocodice 2 in modo diverso a seconda che la struttura in presenza di carichi laterali faccia affidamento su appositi elementi di controventamento, oppure solo sulla rigidità dell'assemblaggio piastra-colonne.

Nel primo caso il coefficiente β vale:

- $\beta = 1.15$ per pilastro interno;
- $\beta = 1.4$ per pilastro laterale;
- $\beta = 1.5$ per pilastro d'angolo.

RESISTENZA AL PUNZONAMENTO

La scelta della superficie di riferimento è di fatto poco corrispondente al modo di rottura effettivo. Vengono però introdotti nella verifica alcuni elementi che corrispondono alla realtà fisica, uno legato alla resistenza del materiale, un contributo delle armature di punzonamento, e infine uno dovuto alla presenza delle armature disposte per flessione.

Data una sollecitazione di punzonamento V_{sd} pari alla reazione della colonna, e una resistenza V_{Rd} , i valori di sollecitazione e di resistenza, dimensionalmente sforzi, v_{sd} e v_{Rd} , vengono calcolati dividendo queste azioni per l'area della superficie di riferimento, pari a $u \cdot d$.

La resistenza del materiale al punzonamento è ottenuta dalla resistenza a taglio del calcestruzzo aumentata con la moltiplicazione per un coefficiente k per tenere in conto degli effetti benefici del meccanismo di ingranamento del calcestruzzo lungo la fessura diagonale.

Un contributo importante alla resistenza per punzonamento viene dato dall'armatura flessionale tesa disposta in sommità alla colonna, che attraversando la fessura conica di rottura svolge un'azione di sostegno alla piastra (con un effetto simile a quello di spinotto delle armature nella rottura a taglio delle travi). La formula di verifica tiene conto della percentuale di armatura ρ_l , media tra le percentuali nelle due direzioni ortogonali.

La resistenza del solo calcestruzzo, in assenza di armatura a punzonamento, è definita come:

$$v_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min}$$

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

Dove:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ (con d in mm) coefficiente che tiene in conto dell'ingranamento;
- $\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ armatura longitudinale media al di sopra della colonna;

Si raccomanda di prendere ρ_x, ρ_y come valori medi al della percentuale di armatura tesa, adeguatamente ancorata, sopra la colonna, calcolati rispetto ad una larghezza pari alla dimensione trasversale della colonna aumentata di $3d$ su ciascun lato.

Nel caso in cui vengano utilizzate armature a punzonamento:

$$v_{Rd,tot} = 0.75 \cdot v_{rdc} + 1.5 \cdot \left(\frac{d}{s_r}\right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha \cdot \left(\frac{1}{u \cdot d}\right)$$

Deve inoltre essere verificata la resistenza al punzonamento offerta dal solo calcestruzzo immediatamente a ridosso della colonna:

$$v_d = \beta \cdot \frac{V_d}{u_0 \cdot d} < v_{Rd,max} = 0.4 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Dove:

- V_d è il valore di calcolo della forza totale di taglio agente;
- u_0 è il perimetro della sezione critica a ridosso della colonna (diverso a seconda della posizione della colonna);
- β è il coefficiente che tiene conto della distribuzione delle tensioni;
- $v = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] (MPa)$ tiene conto della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio.

3.4.7 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI

La verifica degli spostamenti massimi di una struttura è fondamentale per assicurarsi che le esigenze di aspetto e funzionalità vengano preservate, evitando danni ai tramezzi, finiture ed infissi.

In alcuni casi possono essere richiesti dei limiti particolari per assicurare il corretto funzionamento di macchinari o impianti sostenuti dalla struttura, o ristagni d'acqua in copertura.

Infine, talvolta è necessario imporre anche limiti dal punto di vista delle vibrazioni, per evitare disagio agli abitanti, o addirittura danni strutturali.

La Normativa Europea permette di omettere il calcolo e la verifica degli spostamenti, qualora gli elementi a piastra non superino un valore limite del rapporto tra luce e spessore. Quando la struttura ha una snellezza superiore a questi limiti è necessario effettuare il calcolo.

Da un punto di vista generale, il calcolo rigoroso degli spostamenti avviene attraverso l'integrazione delle curvature dell'elemento sotto il carico quasi-permanente. A tal fine per il calcolo delle frecce è possibile applicare sostanzialmente gli stessi metodi utilizzabili per le travi, applicati ad una striscia di piastra lungo la quale vengono valutate le curvature.

Considerando la risposta di un elemento inflesso, è osservabile la presenza di zone di calcestruzzo integro e di fessure; è necessario considerare nel calcolo sia il comportamento della sezione pienamente reagente a trazione (stadio I – elastico), che della sezione parzializzata senza calcestruzzo reagente a trazione (stadio II – fessurato), valutando così la maggiore deformabilità dovuta alla fessurazione. È pertanto importante considerare la percentuale di armatura presente nelle sezioni e del suo impegno tensionale.

È necessario anche tenere in conto dell'aumento degli spostamenti dovuto alle deformazioni viscosse. In merito a ciò vanno considerati i carichi permanenti e quasi permanenti agenti sulla struttura.

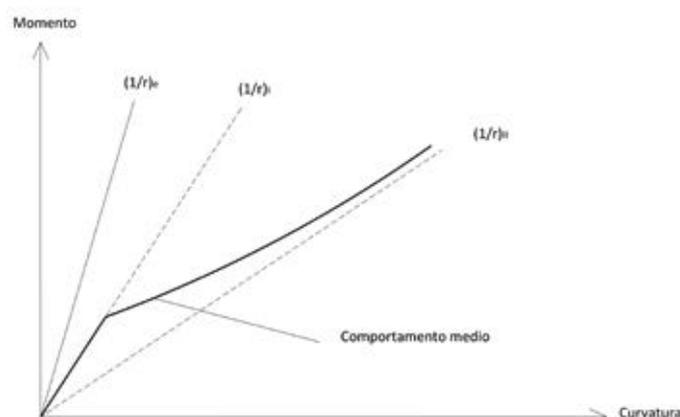


Figura 34 - legame momento - curvatura "medio" per il calcolo degli spostamenti

Il legame momento-curvatura definisce la risposta in termini di deformazione della sezione per un dato valore di sollecitazione. Innanzitutto è rappresentata la risposta elastica lineare $(1/r)_e$, corrispondente ad una sezione pienamente reagente, senza considerare lo stato fessurativo. Qualora vengano tenuti in considerazione gli effetti della viscosità, sempre sotto l'ipotesi di sezione pienamente reagente, si avrà la retta $(1/r)_f$. Lo stadio II, invece, tiene conto dello stato pienamente fessurato. La risposta globale può essere valutata definendo un comportamento "medio" $(1/r)_m$ compreso fra questi.

Il comportamento medio è definito nell'Eurocodice 2 e nella normativa italiana come:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_m = (1 - \zeta) \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_I + \zeta \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{II}$$

Il coefficiente di distribuzione ζ è compreso tra 0 e 1, e cresce all'aumentare della sollecitazione nell'acciaio, quale viene valutata nel calcolo delle sezioni inflesse; per valori crescenti del momento flettente, il comportamento medio si avvicina a quello tipo stadio $(1/r)_{II}$. Ciò riflette dal punto di vista fisico la progressiva riduzione dell'effetto irrigidente dato dal calcestruzzo al crescere delle sollecitazioni e dell'apertura delle fessure.

La formula per ricavare ζ è la seguente:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sf}}{\sigma_s}\right)^2$$

- $\beta_1 = 1$ per barre ad aderenza migliorata, 0.5 per barre lisce;
- $\beta_2 = 1$ per carico a breve durata, 0.5 per carichi permanenti o ciclici;
- σ_{st} tensione nell'acciaio in stadio II in corrispondenza al carico di fessurazione;
- σ_s tensione nell'acciaio in stadio II in corrispondenza al carico agente.

La quantità σ_{st}/σ_s può essere sostituita, in prima approssimazione, da M_{cr}/M_{medio} .

Le piastre appoggiate su pilastri sono costruzioni economiche a motivo del piccolo spessore della struttura e della semplicità della costruzione. Per questo motivo il controllo delle frecce è particolarmente importante.

In condizioni di carico e vincoli simmetrici, la freccia massima al centro del campo non va presa in considerazione relativamente alla luce misurata parallelamente ai lati della piastra, ma relativamente ad una luce pari alla diagonale della piastra.

In alternativa è possibile prendere in considerazione lo spostamento relativo tra il centro della piastra e i suoi bordi (che risulterà minore dello spostamento massimo), relativamente ad una luce pari al lato della piastra. La freccia massima su questa striscia corrispondente alla mediana di lunghezza l è circa 0.75 volte la freccia massima.

Infine è possibile misurare il rapporto tra l'abbassamento massimo sulla linea congiungente due pilastri, e la luce pari al lato della piastra. La freccia massima per la striscia di piastra su uno dei lati del campo è circa 0.71 volte la freccia massima.

Per la verifica è pertanto opportuno e concettualmente corretto utilizzare un rapporto pari a $0.75 f_{max}/l$, meno severo di f_{max}/l , in quanto tra i casi precedentemente esposti, il maggiore rapporto freccia luce è proprio $0.75 f_{max}/l$.

3.5.7 DETTAGLI COSTRUTTIVI

Per le piastre su pilastri l'analisi strutturale con elementi finiti piani conduce a valutare momenti flettenti e torcenti con elevati valori nei pressi degli appoggi sui pilastri o su pareti. Allo stato limite ultimo, l'uso del metodo elastico prevede la possibilità di redistribuire le azioni interne, al fine di tener conto della grande iperstaticità interna della piastra, che va però riducendosi al progredire della fessurazione del calcestruzzo e della plasticizzazione dell'armatura. L'Eurocodice 2, per il quantitativo minimo e massimo di armatura a flessione rimanda al paragrafo riguardante le prescrizioni per le travi, ma con l'aggiunta di prescrizioni per l'armatura trasversale; per piastre a portanza unidirezionale, infatti, deve essere prevista in quantità non inferiore al 20% dell'area di armatura principale. Ulteriori prescrizioni riguardano il massimo passo delle barre S_{max} raccomandato:

- Per armatura principale, $3h < 400 \text{ mm}$, essendo h l'altezza totale della piastra;
- $3.5h < 450 \text{ mm}$ per armatura secondaria.

In zone con carichi concentrati o di momento massimo i precedenti valori diventano rispettivamente:

- Per armatura principale, $2h < 250 \text{ mm}$, essendo h l'altezza totale della piastra;
- Per armatura secondaria $3h < 400 \text{ mm}$.

In corrispondenza di un bordo libero è necessario disporre armatura in direzione parallela e ortogonale al bordo stesso; a tal fine possono essere utilizzate le armature calcolate per la piastra, provvedendo di estendere sino al bordo e di creare un ferro di chiusura a C. Questa armatura è efficace nel resistere alla torsione, che è particolarmente elevata vicino agli appoggi, e richiede che sia ancorata sufficientemente.

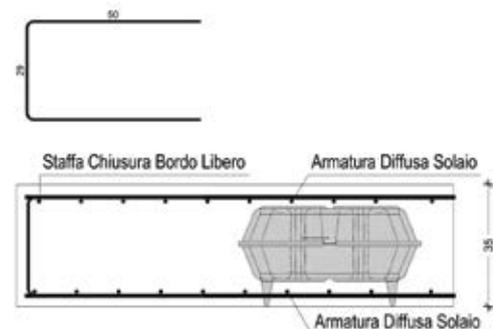


Figura 35 - particolare di armatura di chiusura bordo libero

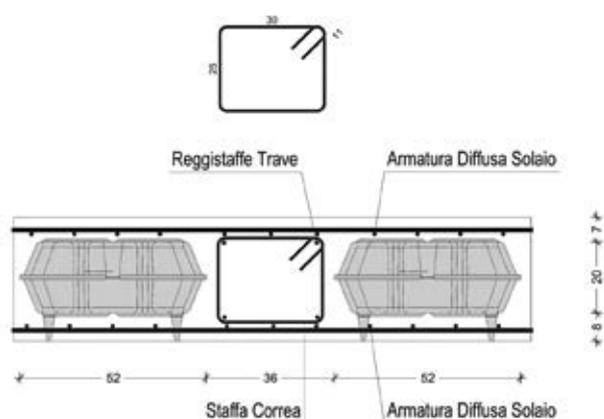


Figura 36 - particolare costruttivo di alleggerimento con correa di irrigidimento

Nel caso in cui i risultati siano ottenuti da una analisi agli elementi finiti, il momento negativo in corrispondenza delle colonne o dei muri deve essere preso non in corrispondenza dell'appoggio stesso, in quanto risente dell'effetto di picco dovuto alla discontinuità, ma ad una distanza dal bordo dell'appoggio solitamente approssimabile ad una volta lo spessore del solaio.

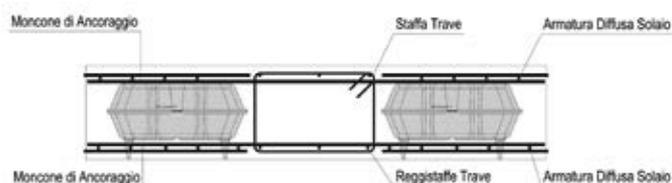


Figura 37 - particolare costruttivo di alleggerimento con trave in spessore

L'armatura in corrispondenza dell'appoggio sui pilastri devono essere opportunamente infittite, dati i picchi di sollecitazione che si verificano in tali zone. L'EC2, al capitolo 9.4 riporta:

“[...] si raccomanda di disporre armature di estradosso di area $0.5 A_t$ entro una larghezza pari alla somma di 0.125 volte le larghezze dei pannelli presi su ciascun lato dei pilastri. A_t rappresenta l'area di armatura necessaria per sopportare l'intero momento negativo agente su una larghezza pari alla somma di due metà pannelli prese su ciascun lato del pilastro.

Si raccomanda che in corrispondenza di pilastri interni siano disposte armature inferiori (≥ 2 barre) in ogni direzione e che tali armature attraversino il pilastro.”

In corrispondenza di pilastri di bordo o d'angolo sono esplicitate alcune indicazioni geometriche da rispettare al fine di trasmettere i momenti flettenti dalla piastra al pilastro, il che si traduce nella definizione di una larghezza efficace b_e dove devono essere concentrate le armature perpendicolari al bordo libero.

Larghezze efficaci maggiori sono presentate nella normativa britannica BS 8110, sempre per momenti sbilanciati in direzione perpendicolare al bordo.



4. APPLICAZIONI IN CANTIERE

4.1 PREPARAZIONE DELLA CASSERATURA

Il solaio alleggerito con elementi **Nuovo Nautilus Evo** viene eseguito in maniera del tutto analoga a una piastra massiccia.

Il getto necessita di una casseratura orizzontale continua, eventualmente realizzata con l'utilizzo di lastre prefabbricate in calcestruzzo armato (predalles).

Si rimanda in questo caso alla apposita sezione.

La casseratura può essere di tipo tradizionale, assi di legno o pannelli in compensato posati su opportuna maglia di travi ad H in legno anch'esse, oppure in acciaio o alluminio.

È vivamente consigliato, ove possibile, l'utilizzo di specifiche casseforme per la realizzazione di piastre in opera, con pannelli modulari e puntelli con teste a caduta.

Questi sistemi massimizzano la produttività in cantiere.



Figura 38 - casseratura di piastra gettata in opera con casseforme modulari in metallo



Figura 39 - casseratura di piastra gettata in opera con casseforme tradizionali in legno e pannelli in compensato



Figura 40 - casseratura di piastra gettata in opera con casseforme modulari legno

4.2 POSA DELLO STRATO INFERIORE DI ARMATURA

Una volta preparata la casseratura inferiore si dovranno posare i distanziatori delle barre di armatura e la maglia base di armatura dello strato inferiore.

Si raccomanda di scegliere distanziatori adatti a lasciare passare agevolmente il calcestruzzo durante il getto del primo strato.

Solitamente viene prevista una armatura base e opportuni infittimenti locali ove necessario

La maglia base di armatura potrà essere posata per singole barre incrociate, per mezzo di reti elettrosaldate oppure a tappeto, incrociando due strati:

- Armatura per singole barre: di diametro $(d_x; d_y)$ e passo $(e_x; e_y)$ secondo progetto, appoggiate sui distanziatori adeguati a garantire il ricoprimento (C) previsto da progetto.

Lo spessore minimo della soletta inferiore (e di conseguenza del piede dell'alleggerimento) in questo caso sarà:

$$H_1 = C + d_x + d_y + MAX[d_x; d_y]$$

- Armatura con reti elettrosaldate: di diametro $(d_x; d_y)$ e passo $(e_x; e_y)$ secondo progetto, appoggiate sui distanziatori adeguati a garantire il ricoprimento (C) previsto da progetto. L'utilizzo di reti elettrosaldate rende più rapida la posa delle armature, si noti però che i pannelli devono essere sovrapposti per almeno $2e$, pertanto nei punti di congiunzione di 4 pannelli la sovrapposizione dei tondini occupa uno spazio pari a $8(d_x + d_y)$ pertanto lo spessore minimo della soletta inferiore (e di conseguenza del piede dell'alleggerimento) sarà:

$$H_1 = C + 8(d_x + d_y) + MAX[d_x; d_y]$$

Per ovviare a questo inconveniente si suggerisce di utilizzare apposite reti razionalizzate di tipo speciale.

- Armatura a tappeto: l'armatura a tappeto è uno speciale brevetto della azienda tedesca BAMTEC®: si tratta di rotoli di tondini di diametro e passo variabile prodotti a controllo numerico con diretta interfaccia al programma di calcolo strutturale F.E.M. Essi vengono prodotti in modo tale per essere in grado fornire alla soletta la resistenza di progetto una volta posizionati.



Figura 41 - posa della maglia inferiore di armatura

4.3 ARMATURA AGGIUNTIVA

L'eventuale armatura aggiuntiva alla maglia base può essere realizzata come segue:

1. Variando localmente passo e diametro dell'armatura base: in tal caso verificare che lo spessore della soletta inferiore (altezza del piedino) sia adeguata a garantire un adeguato ricoprimento delle barre nella zona sottostante l'alleggerimento.
2. Aggiungendo barre in numero e diametro adeguato a ottenere il momento resistente necessario all'interno delle nervature che si creano tra un alleggerimento e l'altro. La larghezza della nervatura dovrà essere tale da garantire lo spazio necessario a rispettare l'interfero previsto dalla normativa.

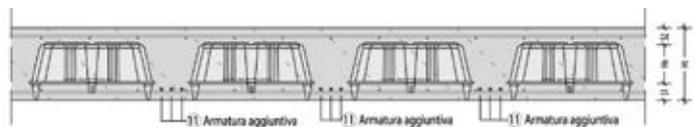


Figura 42 - esempio di armatura aggiuntiva con barre sciolte e alleggerimento tipo "single"

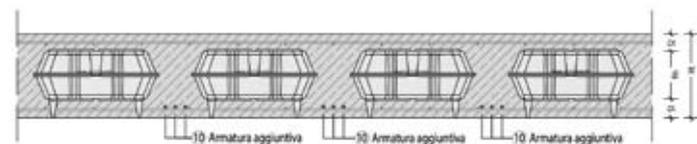


Figura 43 - esempio di armatura aggiuntiva con barre sciolte e alleggerimento tipo "double"

3. Tramite la posa di gabbie prefabbricate con barre filanti saldate su staffe aperte (a U), incrociate. Questo sistema permette di posare allo stesso tempo eventuali armature per lo sforzo di taglio ove necessarie. La larghezza della nervatura dovrà essere tale da garantire lo spazio necessario a rispettare l'interfero previsto dalla normativa.

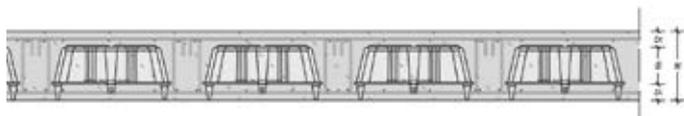


Figura 44 - esempio di armatura aggiuntiva prefabbricata e alleggerimento tipo "single"

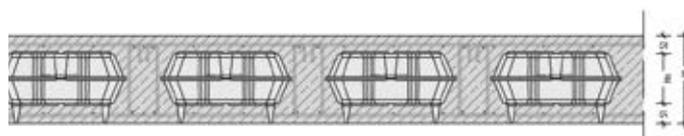


Figura 45 - esempio di armatura aggiuntiva prefabbricata e alleggerimento tipo "double"



Figura 46 - layout degli alleggerimenti



Figura 47 - layout degli alleggerimenti

4.4 POSA DEGLI ALLEGGERIMENTI

Una volta posizionato lo strato inferiore di armatura, si potrà procedere alla posa degli alleggerimenti.

NOTA: nel caso di alleggerimenti di tipo DOUBLE, prima della posa si dovrà procedere all'assemblaggio dei due semigusci "UP" e "DOWN", consegnati in cantiere su pallet separati. L'aggancio avviene in modo semplice tramite giunto a "clips".

Per la posa degli alleggerimenti seguire la seguente procedura:

1. Individuare sul disegno fornito da GEOPLAST S.p.A. o nel progetto il o i punti di partenza della posa, opportunamente quotati.
2. Appoggiare direttamente sul cassero inferiore gli alleggerimenti.
3. Legare gli elementi tra di loro tramite l'apposita cinghia distanziatrice, avendo cura che lo spinotto si agganci in corrispondenza del numero corrispondente alla larghezza della nervatura prevista da progetto e riportata nelle sezioni dei disegni forniti da GEOPLAST S.p.A. o nel progetto strutturale.



Figura 48 - cinghietta distanziatrice per il collegamento degli alleggerimenti

4.5 POSA DELLO STRATO SUPERIORE DI ARMATURA

La maglia base di armatura potrà essere posata per singole barre incrociate, per mezzo di reti elettrosaldate oppure a tappeto, incrociando due strati:

- Armatura per singole barre: di diametro $(d_x; d_y)$ e passo $(e_x; e_y)$ secondo progetto, appoggiate sui distanziatori adeguati a garantire il ricoprimento (C) previsto da progetto. Lo spessore minimo della soletta inferiore (e di conseguenza del piede dell'alleggerimento) in questo caso sarà:

$$H_1 = C + d_x + 2d_y$$

- Armatura con reti elettrosaldate: di diametro $(d_x; d_y)$ e passo $(e_x; e_y)$ secondo progetto, appoggiate sui distanziatori adeguati a garantire il ricoprimento (C) previsto da progetto. L'utilizzo di reti elettrosaldate rende più rapida la posa delle armature, si noti però che i pannelli devono essere sovrapposti per almeno $2e$, pertanto nei punti di congiunzione di 4 pannelli la sovrapposizione dei tondini occupa uno spazio pari a $8(d_x + d_y)$, pertanto lo spessore minimo della soletta inferiore (e di conseguenza del piede dell'alleggerimento) sarà:

$$H_1 = C + 8(d_x + d_y) + \text{MAX}[d_x; d_y]$$

Per ovviare a questo inconveniente si suggerisce di utilizzare apposite reti razionalizzate di tipo speciale.

- Armatura a tappeto: l'armatura a tappeto è uno speciale brevetto della azienda tedesca BAMTEC®: si tratta di rotoli di tondini di diametro e passo variabile prodotti a controllo numerico con diretta interfaccia al programma di calcolo strutturale F.E.M. Essi vengono prodotti in modo tale per essere in grado fornire alla soletta la resistenza di progetto una volta posizionati.



Figura 49 - posa delle barre di armatura superiore



Figura 50 - posa delle barre di armatura superiore

4.6 DISTANZIATORI

La rete elettrosaldata fino a 8 mm di diametro può essere appoggiata direttamente sopra gli alleggerimenti, muniti di apposito distanziale a raggiera.

In alternativa si dovranno utilizzare appositi tralicci (uno ogni 2-3 nervature) oppure i classici cavallotti a "OMEGA".



Figura 51 - distanziatori in plastica e fibrocemento

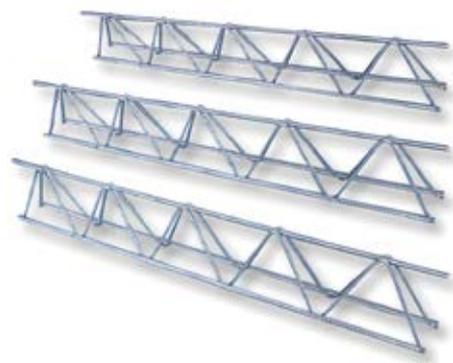


Figura 52 - distanziatori in plastica e fibrocemento

4.7 ARMATURA A TAGLIO E PUNZONAMENTO

Poiché queste barre devono ancorarsi alla maglia inferiore e superiore, devono essere posizionati per ultimi. Normalmente vengono utilizzati ganci o uncini, oppure speciali chiodi a testa allargata dotati di speciali staffe di posizionamento.

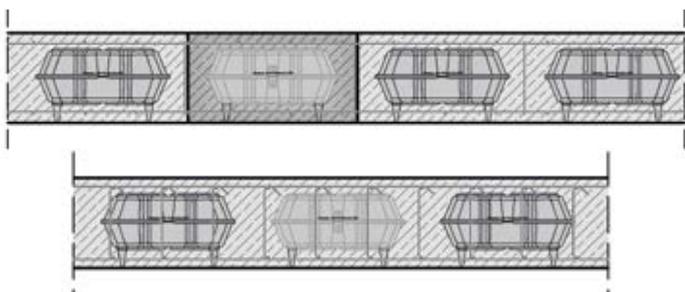
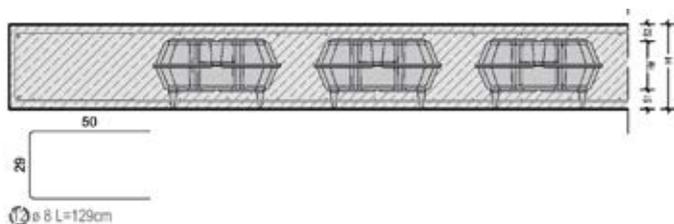


Figura 53 - armatura a taglio: sezione longitudinale e trasversale

4.8 ARMATURA PERIMETRALE

Le fasce perimetrali della soletta alleggerita vanno lasciate in calcestruzzo massiccio per una larghezza pari almeno allo spessore H del solaio.

Apposite barre a U atte a garantire il corretto ancoraggio delle barre dello strato inferiore e superiore dovranno essere previste, così come peraltro indicato dalle norme.



4.9 PRESCRIZIONI PER IL GETTO DEL CALCESTRUZZO

Gli alleggerimenti tendono a galleggiare nel calcestruzzo fresco, per questo motivo occorre prevedere alcuni accorgimenti durante il getto, che andrà eseguito in due fasi nella medesima giornata.

NOTA: per nessuna ragione forare gli alleggerimenti! La fuoriuscita d'aria infatti elimina il galleggiamento ma permette al calcestruzzo di penetrare negli alveoli, provocando così un aumento del peso della struttura non previsto dal progetto. Questo potrebbe essere causa di collasso della struttura.

Gettare il calcestruzzo dirigendo la pompa o la benna verso le nervature, in modo tale da sfruttare la pressione del calcestruzzo e farlo scorrere bene al di sotto degli alleggerimenti. Riempire di calcestruzzo fino a massimo 4 cm oltre l'altezza del piedino. Se i casseri tendono a sollevarsi non insistere e proseguire oltre. Vibrare con cura, controllando visivamente che il calcestruzzo fluisca bene al di sotto degli alleggerimenti e controllando che il calcestruzzo risalga attraverso il cono fino al livello del getto attorno al cassero (principio del sifone). Proseguire in questo modo fino a completare il getto dell'intera superficie del solaio.

Per il getto di completamento attendere il tempo necessario affinché il calcestruzzo, sebbene ancora fresco, abbia iniziato la presa e perso parte della fluidità.

Un intervallo di tempo indicativo può essere il seguente:

1. Da 90' a 120' per temperature superiori a 20°C.
2. Da 120' a 240' per temperature inferiori a 20°C.

Una indicazione pratica sul corretto stato di maturazione del calcestruzzo consiste nel conficcare un tondino nel getto e vedere se, una volta estratto, lascia un foro.



Figura 55 - cono correttamente riempito



Figura 56 - cono non correttamente riempito, insistere nella vibrazione fino a raggiungere la situazione dell'immagine precedente



Figura 57 - l'impronta nel calcestruzzo indica il momento giusto per riprendere il getto

Per superfici di getto oltre i 500 m² non occorre prevedere interruzioni del getto, in quanto il tempo necessario alla realizzazione del primo strato é normalmente superiore a 120'. Per getti di superficie inferiore a 500 m², si consiglia di organizzarsi in previsione di circa 60' di attesa per il secondo strato. Qualora il secondo strato venga eseguito oltre 4 ore rispetto al primo, si raccomanda di prevedere opportune barre di ripresa come in corrispondenza di un giunto freddo.



Figura 58 - getto del primo strato

4.10 MIX DESIGN DEL CALCESTRUZZO

Per il corretto mix design del calcestruzzo affidarsi al tecnologo del fornitore del calcestruzzo.

Granulometria, fluidità, additivi dovranno essere scelti in base allo spessore della soletta inferiore, diametro e passo delle barre, condizioni ambientali in cui avverrà il getto.

Per il getto del primo strato di calcestruzzo l'ideale é utilizzare una classe di consistenza S5 e si sconsiglia di utilizzare calcestruzzi di classe di fluidità inferiore a S4.

4.11 APERTURA DI CAVEDI PRIMA DEL GETTO

Il solaio alleggerito con elementi **Nuovo Nautilus Evo** permette di realizzare senza problemi cavedi e aperture di qualsiasi dimensione.

Qualora la dimensione del foro sia inscrivibile entro le misure in pianta dell'alleggerimento e non interrompa le nervature, non sarà necessaria alcuna armatura di rinforzo specifica.

Per dimensioni maggiori occorrerà controllare in fase di progetto la necessità di opportune armature di rinforzo.

In ogni caso attorno a tali fori andrà prevista una armatura del tipo riportata nella figura sottostante.



Figura 59 - preparazione cavedi prima del getto

4.12 APERTURA DI CAVEDI DOPO LA REALIZZAZIONE DEL SOLAIO

Sarà sempre possibile aprire nuovi fori in corrispondenza degli alleggerimenti, di dimensione massima inscrivibile nelle misure in pianta dell'alleggerimento, a patto che non taglino le nervature. Cavedi di dimensioni maggiori si possono realizzare anche dopo il getto del solaio, avendo cura di fare una verifica statica della migrazione delle forze sui bordi dell'apertura dovuta all'interruzione della continuità del solaio ed eventuale ripristino della resistenza dello stesso tramite apposite armature di rinforzo. Il solaio dovrà essere all'occorrenza, opportunamente puntellato.

La procedura è riportata nelle immagini sottostanti.

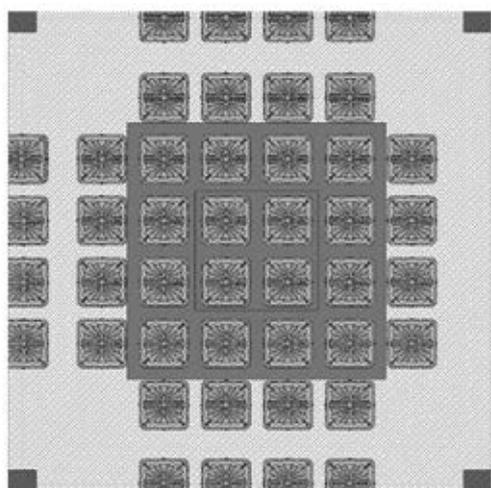


Figura 62 - in viola scuro l'apertura da realizzare, in viola chiaro il foro da realizzare

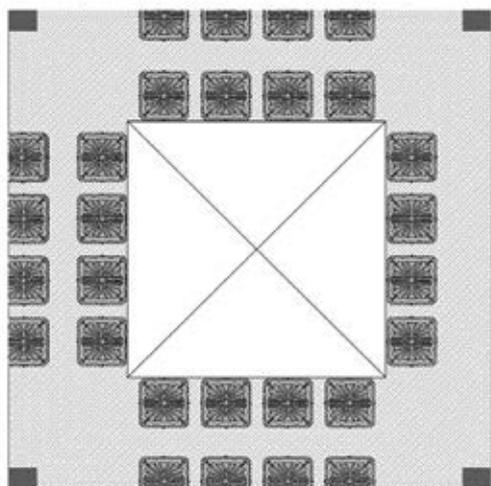


Figura 63 - foro temporaneo

4.13 UTILIZZO DI TASSELLI E ANCORAGGI

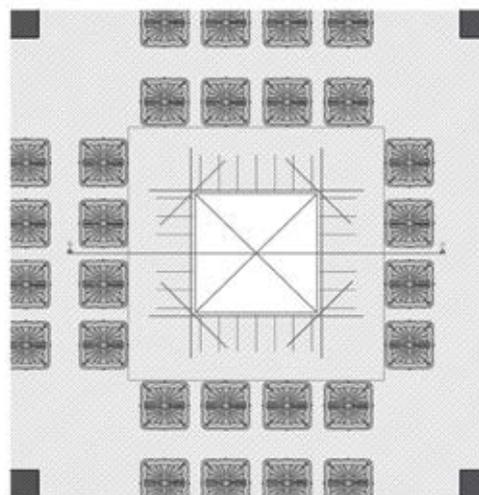


Figura 64 - foro finale con armatura di rinforzo

È possibile utilizzare tasselli e ancoraggi, sia di tipo chimico (resine epossidiche) che meccanico, per appendere carichi alla soletta inferiore.

Fare riferimento alle schede tecniche dei fornitori (tipo Hilti, Fisher, ect) al fine di utilizzare correttamente (modello, dimensione, lunghezza etc.) il tassello in funzione dello spessore della soletta inferiore/superiore e dei carichi da esso portati.



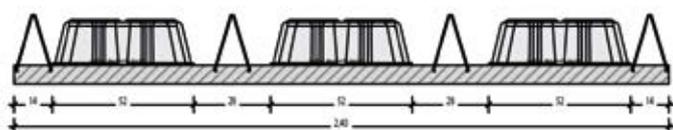
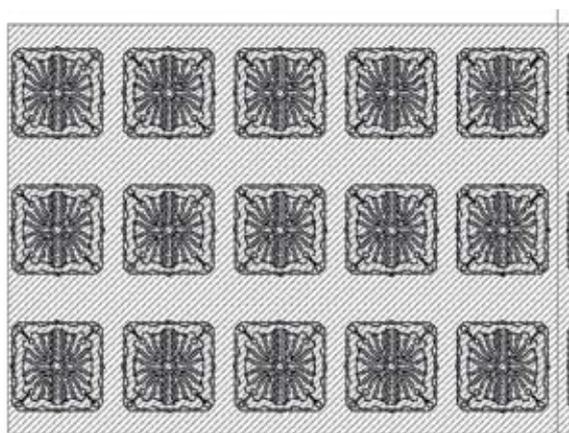
5. APPLICAZIONI PARTICOLARI

5.1 PREFABBRICAZIONE

È possibile realizzare piastre gettate in opera utilizzando come fondo cassero lastre semiprefabbricate (predalles). I principali vantaggi di questa soluzione sono costituiti dai minori oneri di cassetta (soprattutto in termini di tempo di disarmo). L'utilizzo di questa tecnica costruttiva richiede alcuni accorgimenti supplementari:

1. Per il sollevamento le lastre necessitano di avere lateralmente due seminervature tralicciate. Tenuto conto del fatto che l'elemento **Nuovo Nautilus Evo** ha larghezza 52 cm, è possibile utilizzare solo lastre di larghezza 240 cm e interasse dei casseri 80 cm.
2. Nella direzione trasversale è possibile ridurre l'interasse al fine di diminuire il consumo di calcestruzzo, modellando così una lastra anisotropa.
3. I ferri di armatura devono essere necessariamente alloggiati esclusivamente nelle nervature o, al massimo, si può prevedere il primo strato di progetto già incluso in stabilimento entro le lastre prefabbricate.
4. Una volta accostate tra loro le lastre devono essere giuntate tramite barre di cucitura lungo il perimetro opportunamente calcolate.

Sulla base di quanto sopra esposto è evidente che il principale svantaggio di questa soluzione sarà il maggiore consumo di calcestruzzo e acciaio rispetto alla equivalente soluzione totalmente gettata in opera.



5.2 POST TENSIONE

È possibile realizzare piastre post tese alleggerite con elementi **Nuovo Nautilus Evo** con cavi di post tensione posti in una o due direzioni. Questa tecnologia permette di superare i limiti intrinseci di luce e carico del sistema piastra alleggerita (piastre alleggerite con luci maggiori di 15-16 m vanno in crisi a taglio e punzonamento a meno di non utilizzare calcestruzzi ad alta resistenza e percentuali di armatura molto elevate), oppure di ridurre ulteriormente lo spessore della piastra spingendo al massimo i vantaggi dovuti all'alleggerimento della struttura. I cavi possono essere alloggiati direttamente nelle nervature, oppure in bande massicce opportunamente posizionate e dimensionate.



Figura 64 - cavi di post tensione su solaio a piastra

5.3 ATTIVAZIONE TERMICA DELLE MASSE

L'ultima frontiera del risparmio energetico è l'attivazione termica delle masse.

Questa tecnologia prevede l'annegamento di tubi nella struttura in calcestruzzo nei quali si farà scorrere acqua ad opportuna temperatura. In questo modo l'intera struttura dell'edificio contribuisce a climatizzare gli ambienti, con notevole risparmio di energia.

Questo tipo di tecnologia è compatibile con il sistema **Nuovo Nautilus Evo** ed è stata utilizzata più volte con successo.

Alla progettazione strutturale si deve ovviamente affiancare fin dall'inizio quella dell'impianto.

Nel caso foste interessati a questa soluzione, consigliamo di rivolgersi ai leader di mercato, la società Finlandese UPONOR:

<https://www.uponor.com/>



6. CERTIFICAZIONI

6.1 COMPORTAMENTO DURANTE CARICO DA INCENDIO E RESISTENZA AL FUOCO

Il solaio alleggerito con elementi Nuovo Nautilus Evo è stato testato in due occasioni e in accordo con le vigenti normative Europee.

Il comportamento sotto carico da incendio del solaio alleggerito con elementi Nuovo Nautilus Evo è attestato dai seguenti documenti:

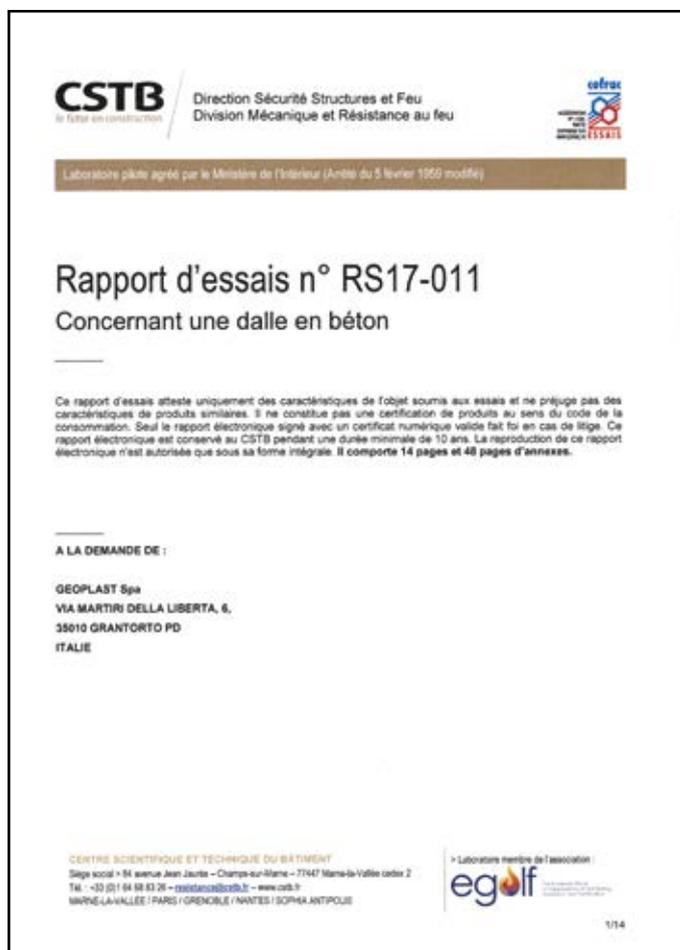
- Rapporto di prova n° CSI1890FR eseguito secondo le norme UNI EN 1365-2 : 2002 e UNI EN 1363-1: 2012 emesso da CSI BOLLATE (MI);
- Rapporto di prova n° RS17-011 GEOPLAST - MC - RE secondo la norma NF - EN 1363-1 : 2013 - 03 NF - EN 1365 - 2 : 2014-12 emesso da CSTB (France);
- Abaco di dimensionamento n° 26067076_AL1 per la resistenza al fuoco emesso da CSTB (France);

In particolare le prove effettuate evidenziano quanto segue:

1. La resistenza al fuoco REI, come per le piastre piene, è funzione del copriferro, numero e diametro delle armature, spessore totale del solaio e larghezza delle nervature;
2. È possibile ottenere qualsiasi classe di resistenza al fuoco REI prevista dalle norme, giocando sui parametri di cui sopra;
3. La presenza di alveoli vuoti non peggiora la conduzione del calore all'interno della struttura e non genera sovrappressioni tali da provocare l'esplosione delle solette
4. Lo spalling dei copriferri segue il comportamento delle strutture tradizionali in calcestruzzo armato.

Copie dei reports di prova sono disponibili su richiesta scrivendo a: engineering@geoplast.it.

Si riporta nelle pagine seguenti l'abaco di dimensionamento per la resistenza al fuoco.



È possibile, in alternativa e nei paesi UE ed Extra UE in cui questa procedura è ammessa, utilizzare metodi analitici, quali analisi termiche agli elementi finiti con applicazione di curve di temperatura standardizzate.

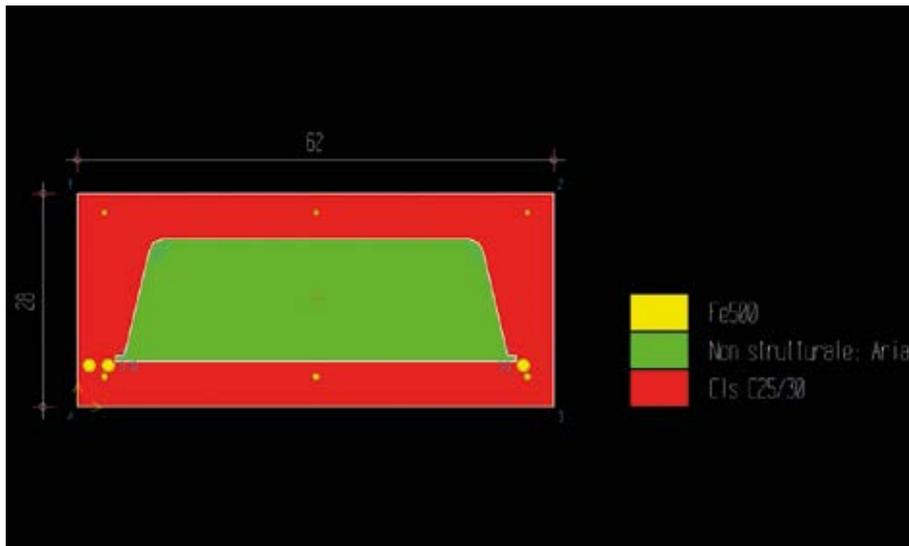


Figura 66 - modellazione della sezione trasversale del solaio (vuoto, calcestruzzo e acciaio)

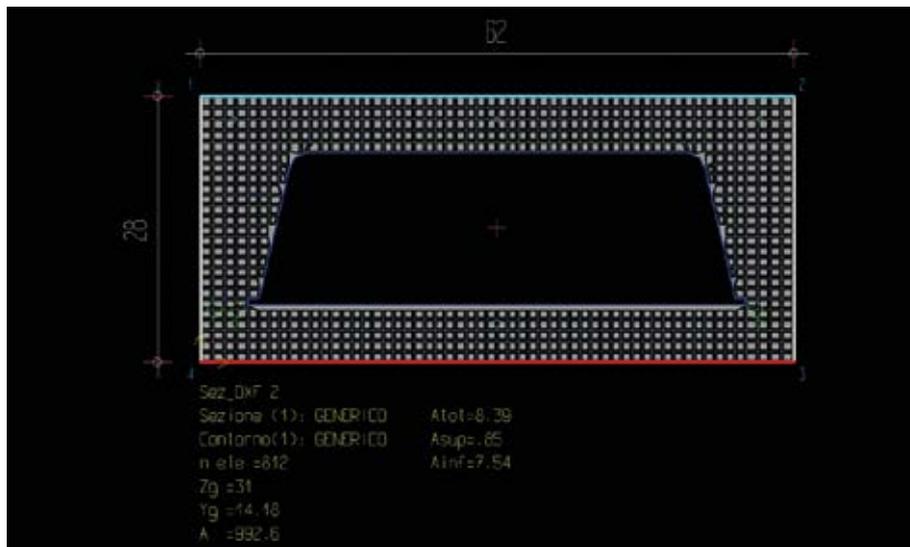


Figura 67 - modello F.E.M. della sezione

Il calcolo analitico della sezione può essere eseguito dal nostro ufficio tecnico su richiesta, previo invio di tutti i dati necessari via mail a: engineering@geoplast.it.

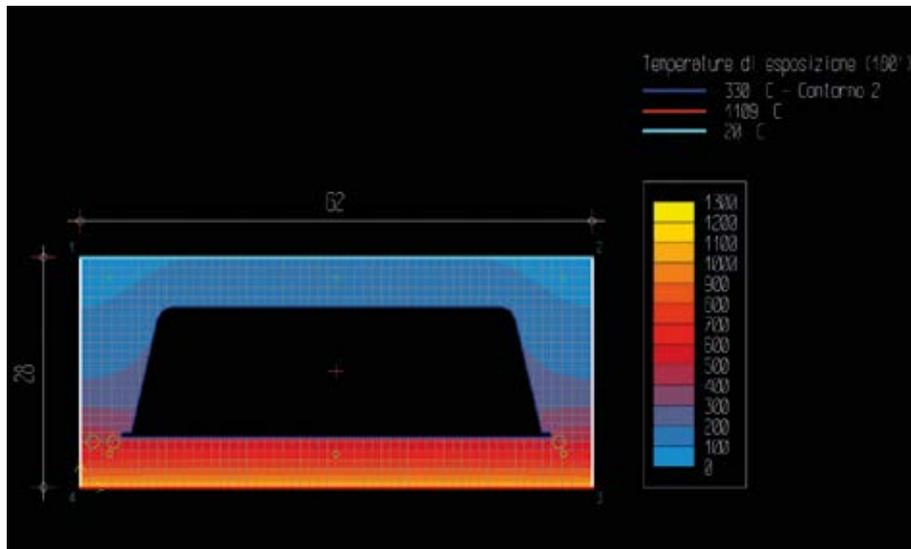


Figura 68 - calcolo della conduzione termica nel tempo per applicazione di curva $T(^{\circ}C,t)$ di temperatura standardizzata

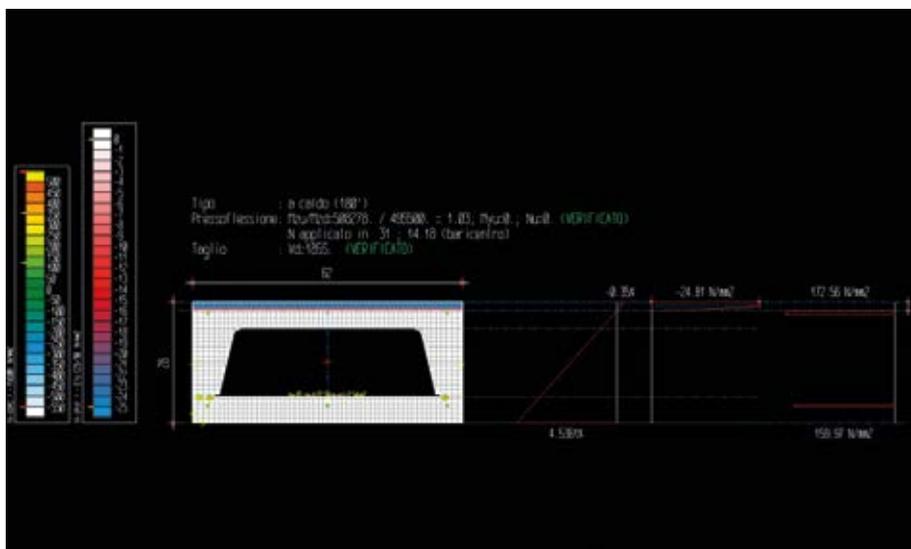


Figura 69 - calcolo di Momento e Taglio resistente sotto incendio

6.1.1 METODO DELL'ISOTERMA DEI 500°C

L'abaco ricavato dalla prova di laboratorio e successiva analisi numerica permette di eseguire la verifica a caldo della sezione della piastra alleggerita con Nuovo Nautilus Evo in accordo con il metodo riportato all'Appendice B1 di UNI EN 1992 1-2:2005, cui rimandiamo per i dettagli.

Si tratta in buona sostanza di ridurre la sezione resistente trascurando il contributo del calcestruzzo che si stima avere una temperatura superiore a 500°C e riducendo la resistenza dell'acciaio di armatura in funzione della temperatura di verifica, quindi eseguire una verifica della sezione come se fosse fatta a freddo.

Grazie all'abaco è possibile avere il profilo delle temperature nella sezione per un dato spessore di soletta inferiore e per una data durata di incendio (30-60-90-120-180 min.) con le quali sarà semplice ricavare le opportune riduzioni da operare sulla sezione

CONFIGURATION 8-180

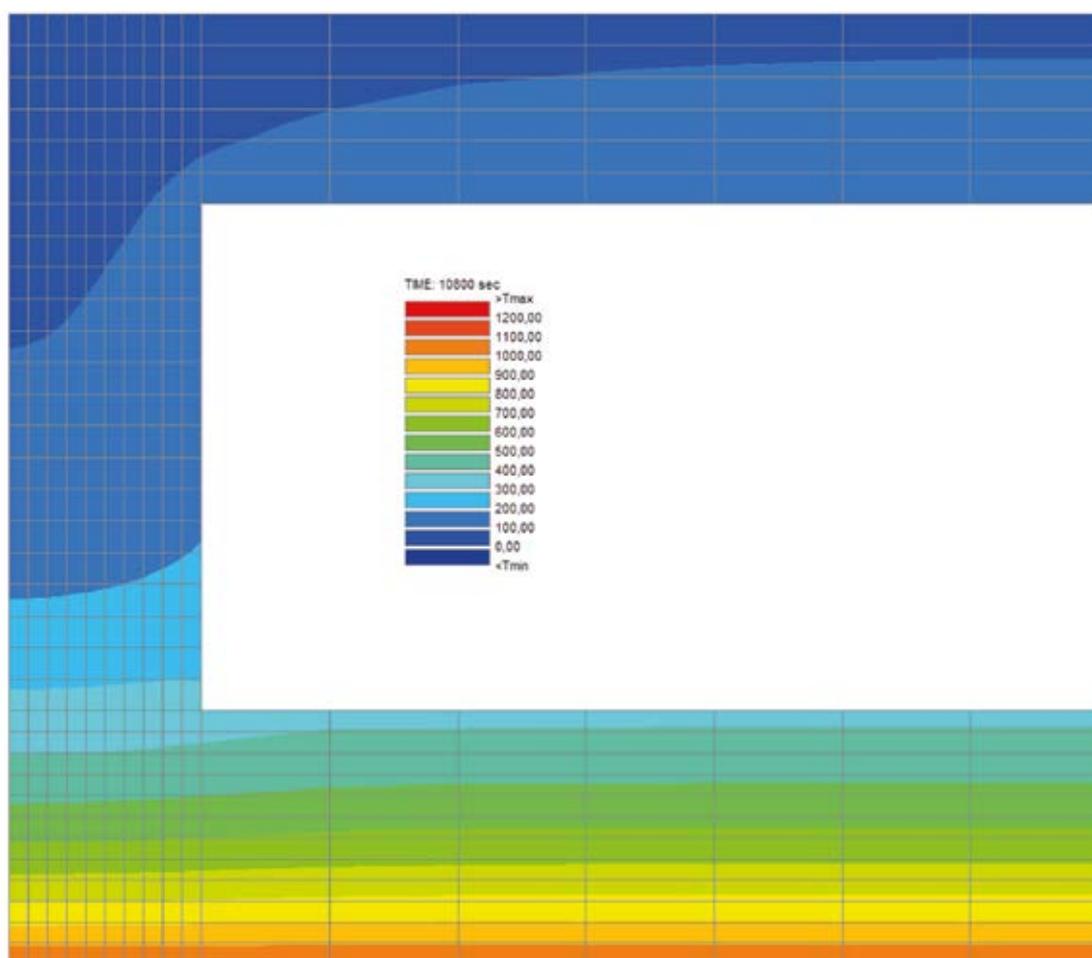


Figura 70 - configurazione delle isoterme per S1=80 mm a 180 min

Y \ X (mm)	3	9	15	21	27	33	39	45	51	57	80	120	160	200	240	280	320
295,0	65	65	65	66	67	68	69	71	72	74	79	87	91	93	94	94	95
285,0	67	68	68	69	70	71	73	74	76	78	84	92	96	99	100	100	100
275,0	71	71	72	73	74	75	77	79	81	83	90	99	103	106	107	108	108
265,0	75	75	76	77	78	80	82	85	87	90	98	108	114	117	119	120	120
255,0	79	79	80	81	83	85	88	91	95	98	109	122	129	133	135	137	137
245,0	83	83	84	86	88	91	94	98	103	109	124	141	149	154	158	159	160
235,0	87	87	89	90	92	95	99	104	110	119							
225,0	91	91	92	94	97	100	104	109	116	126							
215,0	94	95	96	98	100	103	108	114	121	131							
205,0	97	98	99	101	103	106	111	118	126	135							
195,0	100	100	102	103	106	110	115	121	130	140							
185,0	103	103	105	107	110	114	119	126	134	144							
175,0	107	108	109	111	115	119	124	131	140	150							
165,0	113	114	115	118	121	126	131	138	147	157							
155,0	122	123	124	127	130	135	141	148	156	166							
145,0	135	135	137	140	143	148	154	161	169	178							
135,0	152	153	154	157	160	165	170	177	184	193							
125,0	174	175	176	179	182	186	191	196	203	210							
115,0	201	201	203	205	208	211	215	219	224	230							
105,0	231	232	233	235	237	240	243	246	250	253							
95,0	266	267	268	269	271	274	276	279	281	281							
85,0	307	307	308	309	311	313	315	318	320	322							
76,7	344	345	345	347	348	350	353	355	358	362	377	389	389	391	391	391	392
70,0	378	379	379	381	382	384	387	389	392	396	409	422	423	425	425	425	425
63,3	416	416	417	418	420	422	424	427	430	433	445	458	460	462	462	462	462
56,7	458	458	459	460	462	463	466	468	471	474	485	497	501	502	503	503	503
50,0	505	505	506	507	508	510	512	514	517	520	530	542	546	547	548	548	548
43,3	557	557	558	559	560	562	564	566	568	571	580	591	596	597	597	598	598
36,7	616	616	616	617	619	620	622	624	626	628	636	647	651	653	653	653	653
30,0	682	682	682	683	684	686	687	689	691	692	700	709	713	715	715	715	715
23,3	756	756	757	757	758	759	761	762	764	765	771	779	783	784	785	785	785
16,7	840	840	840	841	841	842	843	844	845	847	852	858	861	862	862	862	862
10,0	933	933	933	933	934	935	935	936	937	938	941	945	947	948	948	948	948
3,3	1035	1035	1035	1035	1035	1036	1036	1036	1037	1037	1038	1040	1041	1041	1041	1041	1041

CONFIGURATION 8-180

Figura 71 - abaco per la riduzione della sezione e stima delle temperature dei ferri - S1=80 mm a 180 min

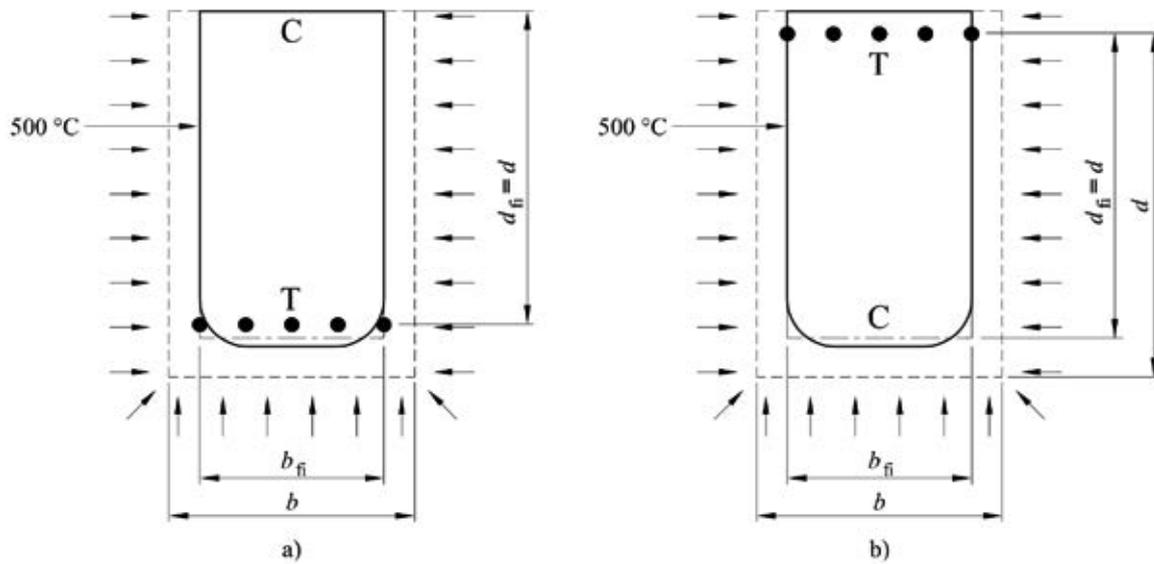


Figura 72 - riduzione della sezione soggetta a incendio

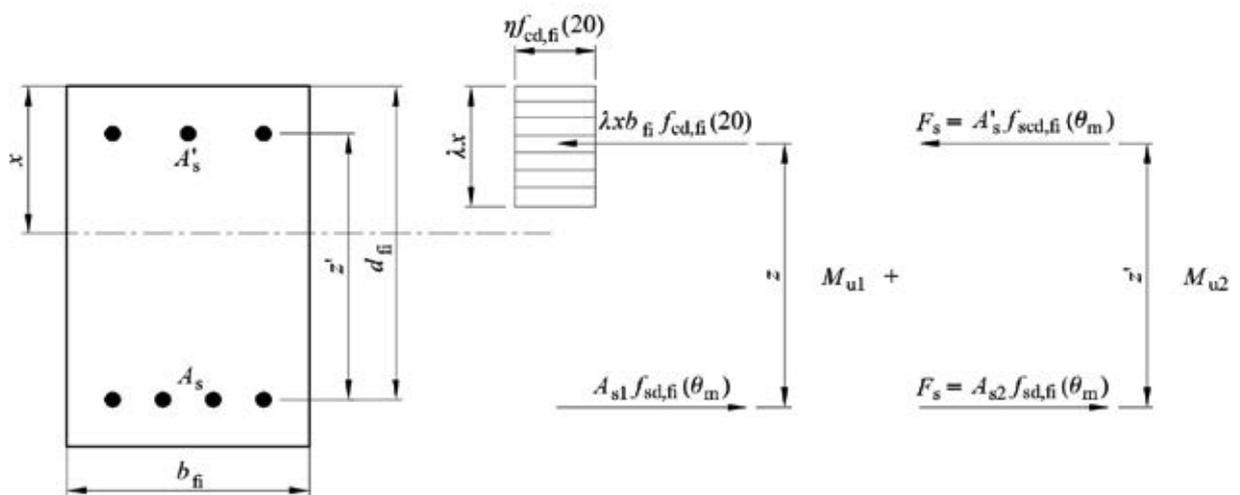


Figura 73 - schema statico per la verifica a caldo

Per i dettagli si rimanda a UNI EN 1992 1-2:2005, in particolare i paragrafi:

- 4.1
- 4.2
- 4.2.4
- APPENDICE B.1

6.2 COMPORTAMENTO ACUSTICO

Per il calcolo del potere fonoisolante R_w e del livello di rumore da calpestio $L_{n,w}$ del solaio nudo (senza i contributi dati dalle finiture) occorre fare riferimento alla soletta piena avente lo stesso peso andando a determinarne la massa superficiale m' in kN/m^2 .

Per la stima dei valori di riferimento si possono usare formule di comprovata validità presenti in GEN, IEN Galileo Ferraris, DIN).

Sono inoltre disponibili su richiesta alcuni rapporti di prova effettuati in situ su solai alleggeriti al nudo e con massetto.

STUDIO ING. VINCENZO BACCAN acustica industriale, architettonica e ambientale Corso del Popolo, 161 - ROVIGO - tel. 0425.200040 info@studiobaccan.it	
RAPPORTO DI PROVA N. 54/10	
Data di emissione:	08/06/2010
Committente:	Geoplast SpA Via Martiri della Libertà, 6/8 - Grantorto (PD)
Tipo di prova:	Misurazione in opera dell'isolamento acustico per via aerea tra ambienti secondo la norma tecnica UNI EN ISO 140-4 (2000)
Oggetto della prova:	Solaio tra piano primo e piano terra presso edificio plurifamiliare in via Santocchia a Foligno (PG)
Identificazione della partizione:	Solaio tra stanza letto al piano primo e stanza letto al piano terra
Caratteristiche costruttive:	<ul style="list-style-type: none"> - intonaco, cm 1 - soletta alleggerita con elementi Geoplast Nautilus, sp. cm 5+16+4 - cemento alleggerito per rasatura impianti, cm. 10-11 - materiale resiliente - massetto autolivellante, cm 7-8
Superficie della partizione comune:	9,6 mq.
Volume dell'ambiente emittente:	28 mc.
Volume dell'ambiente ricevente:	28 mc.
Data di esecuzione della prova:	04/06/2010
La stratigrafia della partizione di prova è stata dichiarata dal Committente	
Il presente rapporto di prova è composto da n. 6 pagine	
ing. Vincenzo Baccan	
Pagina n. 1 di 6	

RAPPORTO DI PROVA N. 54/10 Misurazione in opera dell'isolamento acustico per via aerea tra ambienti	
Committente:	Geoplast SpA - Via Martiri della Libertà, 6/8 - Grantorto (PD)
Data di emissione:	08/06/2010
Data di prova:	04/06/2010
Condizioni di prova:	Le misure sono state eseguite ad edificio quasi completato. I fori di porte e finestre sono stati tamponati con pannelli in cartongesso. Come ambiente emittente è stata scelta la stanza al primo piano.
Strumentazione impiegata:	<ul style="list-style-type: none"> - Fonometro bicanale 01dB mod. Symphonie S/N 00882; - Preamplificatore ACLAN mod. PRE 12H S/N 00881; - Microfono GRAS mod. 40AE S/N 166999; - Preamplificatore ACLAN mod. PRE 21A S/N 20312; - Microfono Mikrotech Gefell mod. MK250 S/N 2888; - Calibratore acustico ACLAN mod. CAL01 S/N 11038; - Sorgente di rumore dodecaedrica Look Line mod. D301; I certificati di taratura della catena di misura sono stati emessi in data 20/5/10 dal centro n. 164 (certificati n. F0516_10 e n. F0517_10) e in data 28/1/10 dal centro n. 164 (certificato n. C0361_10).
Dettagli sull'esecuzione di prova:	Nella stanza emittente la sorgente sonora è stata posta in due posizioni distanti tra loro più di 1,4 m e distanti dalle pareti più di 0,5 m. Le due posizioni non individuavano alcun piano parallelo alle pareti. Per ogni posizione della sorgente sono state effettuate cinque misurazioni del livello sonoro per bande di 1/3 di ottava nell'ambiente emittente e cinque in quello ricevente. I punti di misura erano distanti tra loro almeno m 0,7, distanti dalle pareti almeno m 0,5 e distanti dalla sorgente almeno m 1. In totale sono state effettuate dieci misurazioni nell'ambiente emittente e dieci nell'ambiente ricevente, a due a due in contemporanea (lato emittente e lato ricevente) e ognuna con un tempo di integrazione sempre superiore a 10 secondi. Nella stanza ricevente sono stati misurati inoltre il livello del rumore di fondo e il tempo di riverberazione alle varie frequenze con il metodo della sorgente impulsiva, ripetendo due volte la prova in almeno tre punti.
Condizioni limite delle misurazioni:	Nessuna.
STUDIO ING. VINCENZO BACCAN acustica industriale, architettonica e ambientale Corso del Popolo, 161 - ROVIGO info@studiobaccan.it	
ing. Vincenzo Baccan	
Pagina n. 2 di 6	

6.3 CONDUCEBILITÀ TERMICA

Per il calcolo della conducibilità termica del solaio alleggerito con Nuovo Nautilus Evo, occorre calcolarne la resistenza termica. Essa risulta essere la media ponderata tra la resistenza termica di una lastra in calcestruzzo pieno e quella di una intercapedine chiusa tra due lastre in calcestruzzo.

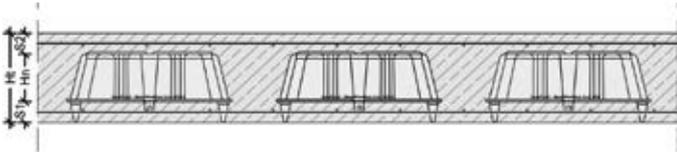


Figura 74 - profilo tipico di una piastra alleggerita con Nuovo Nautilus Evo

Si definisce trasmittanza termica il valore:

$$U = \frac{1}{R_{Tot}} \left[W / (m^2 \cdot K) \right]$$

Nel caso di una piastra alleggerita con elementi **Nuovo Nautilus Evo**, avremo due resistenze termiche che lavorano in parallelo:

1. $R_{T1} = R_{si} + \frac{S_1}{\lambda_{cls}} + \frac{S_2}{\lambda_{cls}} + R_{int} + R_{se} \left[(m^2 \cdot K) / W \right]$
2. $R_{T2} = R_{si} + \frac{H_t}{\lambda_{cls}} + R_{se} \left[(m^2 \cdot K) / W \right]$

Dove:

- R_{si} è la resistenza superficiale interna pari a circa 0,13;
- R_{se} è la resistenza superficiale esterna pari a circa 0,04;
- R_{int} è la resistenza termica dell'intercapedine d'aria entro l'alveolo lasciato dal cassero, pari a circa 0,16 a favore di sicurezza.

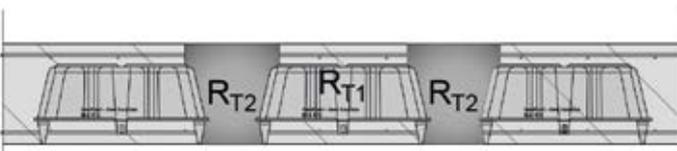


Figura 75 - schema delle resistenze termiche in parallelo

La resistenza termica complessiva R_T è pari al contributo di ciascuna delle due resistenze, che sarà proporzionale alla superficie che ognuna occupa in pianta:

$$R_T = \frac{R_{T1} \cdot B^2 + R_{T2} \cdot (i^2 - B^2)}{i^2}$$

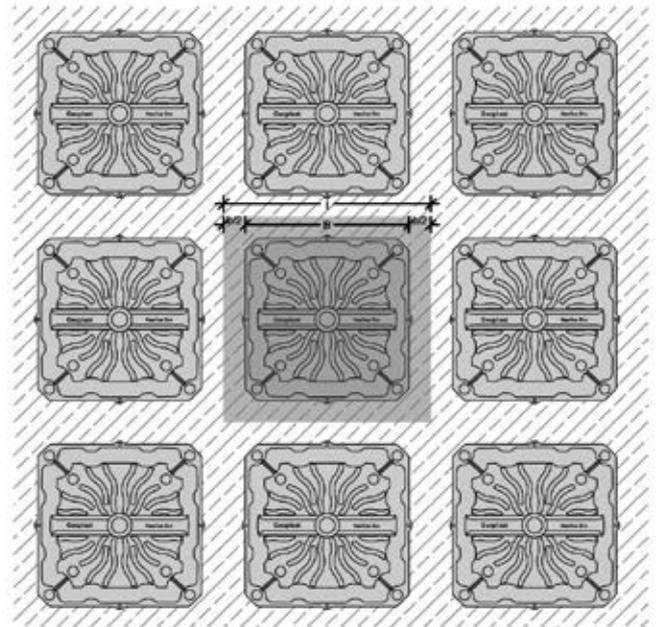


Figura 76 - superfici di ingombro delle resistenze termiche in parallelo





7. PACKAGING E LOGISTICA

7.1 NUOVO NAUTILUS EVO CONDIZIONI STANDARD DI IMBALLO PER SPEDIZIONE VIA TERRA

		NUOVO NAUTILUS EVO	
		SINGLE	DOUBLE
Elementi per pallet	pz	400	200
Dimensione pallet	cm	100 X 120 X H max 250	
Peso del pallet	kg	560 max	

FATTORI DI CARICO STANDARD PER DIVERSI MEZZI DI TRASPORTO

MEZZO DI TRASPORTO	NUMERO DI PALLET	DIMENSIONE MEZZO
Motrice	18	9,50 x 2,45 x h2,70 m
Motrice + Rimorchio	14+14	Motrice 7,70 x 2,45 x h2,70 m Rimorchio 7,70 x 2,45 x h2,70 m
Bilico	24	13,60 x 2,45 x h2,70 m
Container 20 ft.	24	5,90 x 2,35 x h2,39 m (porta h2,28 m)
Container 40 ft.	22	12,03 x 2,35 x h2,39 m (porta h2,28 m)
Container 40 ft. high cube	22	12,03 x 2,35 x h2,70 m (porta h2,58 m)
Container 45 ft.	24	13,54 x 2,35 x h2,70 m (porta h2,58 m)

Condizioni standard di condizionamento per tutti i modelli relative a pallet completi. I dati qui riportati sono relativi a pallet completi di un solo modello.



8. APPENDICE

8.1 PIASTRA DI KIRCHOFF

Le seguenti ipotesi di calcolo sono considerate:

- piastra di piccolo spessore (minore di 1/5 della luce minima effettiva);
- piccoli spostamenti e deformazioni (minori di 1/5 dello spessore della piastra);
- carichi trasversali alla piastra;
- disaccoppiamento tra problema flessionale e membranale (quindi simmetria della piastra rispetto al piano medio);
- deformazioni taglianti trascurabili;
- regime prevalentemente flessionale (quindi segmenti originariamente ortogonali al piano medio rimangono rettilinei nella configurazione deformata);
- materiale lineare elastico, omogeneo ed isotropo;
- sforzi normali al piano medio trascurabili;

pertanto le componenti di spostamento possono essere scritte, con riferimento agli assi di riferimento cartesiani:

$$s_x(x, y, z) = -z \cdot \varphi_x(x, y)$$

$$s_y(x, y, z) = -z \cdot \varphi_y(x, y)$$

$$s_z(x, y, z) = w(x, y)$$

Nelle equazioni precedenti $w(x, y)$ è lo spostamento dei punti del piano medio nella direzione z , $\varphi_x(x, y)$ e $\varphi_y(x, y)$ sono le rotazioni della tangente all'asse nella posizione deformata.

Sulla base dell'ipotesi di regime prevalentemente flessionale le rotazioni flessionali possono essere scritte come derivate dello spostamento trasversale del piano medio.

$$\varphi_x = \frac{\partial w}{\partial x}$$

$$\varphi_y = \frac{\partial w}{\partial y}$$

Pertanto, le componenti di deformazione saranno:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial s_x}{\partial x} = -z \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial s_y}{\partial y} = -z \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial s_x}{\partial y} + \frac{\partial s_y}{\partial x} = -2z \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

I solai a piastra alleggeriti rappresentano un'ulteriore evoluzione del suddetto sistema strutturale, con la quale non solo sono ottenibili luci importanti, ma lo consente con un risparmio in termini di consumo di calcestruzzo e acciaio, rispetto ad una soluzione a soletta piena.

Infatti, nell'analisi del comportamento di una soletta in calcestruzzo armato, la parte della sezione che risulta compressa è solo una piccola porzione rispetto allo spessore totale, la restante parte non è considerata collaborante (visto le scarse prestazioni del calcestruzzo a trazione), ed è necessaria considerarla solo nel resistere alla sollecitazione di taglio, azione che però risulta molto bassa lontano dagli appoggi (zona dove non sono previsti alleggerimenti). Pertanto con gli elementi **Nuovo Nautilus EVO** andiamo a ridurre un peso virtualmente inutile, riuscendo ad ottenere una soletta più snella, e luci possibili maggiori.

8.2 REGIME TENSIONALE

Il regime tensionale è immediatamente deducibile dallo stato deformativo, una volta introdotto il legame elastico lineare:

$$\sigma_x = \frac{E}{1 - \nu^2} \cdot (\varepsilon_x + \nu \cdot \varepsilon_y) = -z \cdot \frac{E}{1 - \nu^2} \cdot \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1 - \nu^2} \cdot (\varepsilon_y + \nu \cdot \varepsilon_x) = -z \cdot \frac{E}{1 - \nu^2} \cdot \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)$$

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \cdot \gamma_{xy} = -2z \cdot \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \cdot \frac{(1 - \nu)}{(1 - \nu)} = \\ &= -z \cdot \frac{E}{(1 - \nu^2)} \cdot (1 - \nu) \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{aligned}$$

8.3 AZIONI INTERNE

Analogamente a quanto accade per una trave, anche per la piastra si opera facendo riferimento a componenti dell'azione interna.

Il momento flettente (per unità di lunghezza, misurata lungo il piano medio) è definito come:

$$M_x = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_x \cdot z \, dz$$

$$M_y = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_y \cdot z \, dz$$

Dimensionalmente il momento flettente sarà una forza, in quanto $\left[\frac{F \cdot L}{L} \right]$.

Il momento flettente ha segno positivo quando una tensione di segno positivo agisce con un braccio positivo, pertanto M_x positivo tende le fibre inferiori. L'integrale precedente dà come risultato:

$$M_x = -\frac{E}{1-\nu^2} \cdot \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \int_{-h/2}^{h/2} z^2 \cdot dz =$$

$$= -\frac{E}{1-\nu^2} \cdot \frac{h^3}{12} \cdot \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = -D \cdot \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

In maniera del tutto analoga, il momento flettente M_y è definito come:

$$M_y = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_y \cdot z \, dz = -D \cdot \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)$$

In cui si è indicata come D la rigidezza flessionale di un tratto di piastra di lunghezza unitaria. Le azioni taglianti:

$$Q_x = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xz} \, dz$$

$$Q_y = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{yz} \, dz$$

Non possono essere espresse direttamente, in quanto le deformazioni taglianti sono state considerate trascurabili, pertanto si dovrà passare per delle equazioni di equilibrio. Tuttavia rimangono da definire le azioni interne corrispondenti alle tensioni tangenziali $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ distribuite linearmente lungo lo spessore e con valore medio nullo. Pertanto la loro risultante (di tipo membranale) sarà nulla, ma daranno vita a momenti torcenti:

$$M_{xy} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xy} \cdot z \, dz = -D \cdot (1-\nu) \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

$$M_{yx} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{yx} \cdot z \, dz = -D \cdot (1-\nu) \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = M_{xy}$$

8.4 EQUAZIONI DI EQUILIBRIO

Per poter ricavare le sei incognite ($w, Q_x, Q_y, M_x, M_y, M_{xy}$) sarà necessario aggiungere altre tre equazioni alle tre che legano i momenti a w .

Per scrivere queste equazioni si consideri un elemento infinitesimo soggetto all'azione di un carico trasversale $p(x, y)$

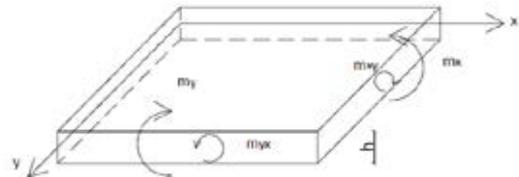


Figura 77 - momenti agenti su elementi infinitesimo

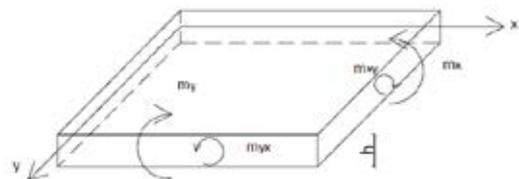


Figura 78 - tagli agenti su elemento infinitesimo

L'equilibrio alla rotazione attorno all'asse y si scrive (omettendo gli infinitesimi di ordine superiore, e semplificando i termini di segno opposto):

$$Q_x \cdot dx \cdot dy - \frac{\partial M_x}{\partial x} \cdot dx \cdot dy - \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} \cdot dx \cdot dy = 0$$

$$Q_x = \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y}$$

Analogamente dall'equilibrio alla rotazione attorno all'asse risulta:

$$Q_y \cdot dx \cdot dy - \frac{\partial M_y}{\partial y} \cdot dx \cdot dy - \frac{\partial M_{yx}}{\partial x} \cdot dx \cdot dy = 0$$

$$Q_y = \frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial x}$$

Infine l'equilibrio alla traslazione in direzione z :

$$p \cdot dx \cdot dy + \frac{\partial Q_x}{\partial x} \cdot dx \cdot dy + \frac{\partial Q_y}{\partial y} \cdot dx \cdot dy = 0$$

$$p + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = 0$$

Queste equazioni permettono la scrittura in funzione di w dei tagli, e di ricavare l'equazione risolvente:

$$Q_x = \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} = -D \cdot \left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \nu \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial y^2 \partial x} + (1 - \nu) \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial y^2 \partial x} \right] =$$

$$= -D \cdot \left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial y^2 \partial x} \right]$$

$$Q_y = -D \cdot \left[\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} \right]$$

Sostituendo nell'equazione di equilibrio alla traslazione in direzione z :

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{D}$$

Questa equazione alle derivate parziali in x ed in y è integrabile solo con metodi approssimati, quali sviluppi in serie oppure metodi di discretizzazione.

8.5 CONDIZIONI AL CONTORNO

Può essere fatta distinzione tra condizioni al contorno cinematiche e condizioni al contorno statiche.

Cominciando con le condizioni al contorno cinematiche, si può immaginare di poter imporre ad un bordo $y = b$, ad esempio al bordo, spostamenti o rotazioni:

$$w |_{y=b} = \bar{w}(x)$$

$$\left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)_{y=b} = -\bar{\varphi}_{yz}(x)$$

Mentre risulta assegnata, una volta imposta $w |_{y=b} = \bar{w}(x)$ la rotazione nel piano (z, x) :

$$\left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)_{y=b} = -\bar{\varphi}_{xz}(x) = \frac{d\bar{w}(x)}{dx}$$

Le condizioni cinematiche indipendenti sul contorno sono quindi soltanto due. Passiamo quindi alle condizioni al contorno statiche; considerando ad esempio il contorno $y = b$, sembrano esserci tre quantità che possono essere fissate M_y, M_{xy}, Q_y . Kirchoff tuttavia, tramite metodi variazionali ha potuto dimostrare come M_{xy}, Q_y siano collegati, definendo una sorta di taglio equivalente:

$$V_y = Q_y + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x}$$

Che corrisponde alla risultante delle forze agenti trasversali (per unità di lunghezza), che può essere scritta, sostituendo le formule precedentemente sviluppate:

$$V_y = -D \cdot \left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2 - \nu) \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} \right]$$

Tale equazione può essere usata sia per imporre una determinata azione sul contorno (come può essere bordo libero), sia per il calcolo di una reazione vincolare distribuita sul bordo.

Nel caso di discontinuità, come ad esempio negli angoli, emergono delle forze concentrate in corrispondenza degli spigoli pari a:

$$R_i = \pm 2M_{xy}(x_i, y_i)$$

8.6 AZIONI INTERNE SU DI UNA SEZIONE GENERICAMENTE

Ipotizziamo di considerare una sezione generica, la cui normale n forma un angolo β generico con l'asse x .

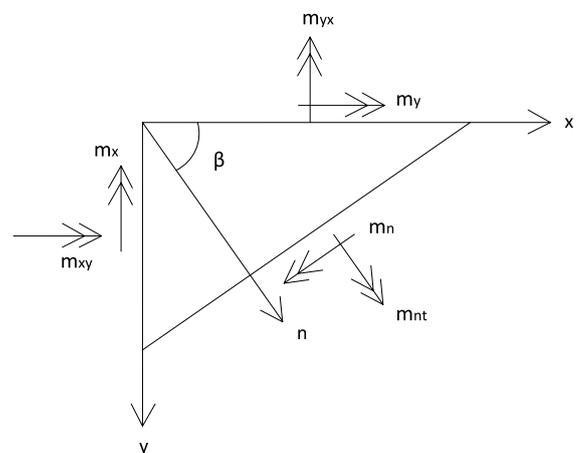


Figura 79 - sezione generica

Tenendo conto che $dx = ds \cdot \sin \beta$ e $dy = ds \cdot \cos \beta$, anzitutto abbiamo dall'equilibrio nella direzione trasversale z :

$$Q_n = Q_x \cdot \cos \beta + Q_y \cdot \sin \beta$$

L'equilibrio alla rotazione attorno alla tangente dà:

$$M_n = M_y \cdot \sin^2 \beta + 2 \cdot M_{xy} \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta + M_x \cdot \cos^2 \beta$$

L'equilibrio alla rotazione attorno alla normale, invece, porta a scrivere:

$$M_{nt} = (M_x - M_y) \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta + M_{xy} \cdot (\sin^2 \beta - \cos^2 \beta)$$



Geoplast
Building beyond together

Geoplast S.p.A.

Via Martiri della Libertà, 6/8
35010 Grantorto (PD) - Italy

Tel +39 049 9490289
Fax +39 049 9494028

Geoplast@Geoplastglobal.com

Geoplast.it



st. 05/2019
rev. 01/2019

