

STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Argomento trattato dall'Ing.

Franco MOLA

1) PREMESSE E SCOPI

Nella progettazione di strutture in cemento armato è spesso necessario prevedere con accuratezza lo stato di deformazione degli elementi che formano la struttura stessa, allo scopo di poterne assicurare il corretto utilizzo, di evitarne danni e degradazioni, di stabilire, se il caso lo richiede, controcure di costruzione.

Una troppo marcata deformabilità può infatti comportare danni di non facile eliminazione, a partire da quelli meno gravi ma tuttavia importanti di carattere estetico fino a quelli che evidenziano aspetti più severi quali la rottura di elementi fragili portati, il ristagno di acque meteoriche, la fessurazione spinta di alcune zone degli elementi strutturali. Per evitare questi fenomeni e le conseguenti costose opere di ripristino, è pertanto necessario definire con sufficiente attendibilità l'entità delle deformazioni stesse nella fase di progetto, il che può farsi soltanto se si dispongono di modelli di calcolo adeguati. Questi modelli sono in generale complessi poichè devono tener conto di un notevole numero di grandezze fra loro interagenti quali ad esempio la quantità e posizione delle armature metalliche, il comportamento reologico dei materiali, le loro resistenze, la forma delle sezioni trasversali, le modalità di applicazione delle azioni.

Non vi è pertanto da stupirsi se i documenti normativi (ad es. [1],[2]), forniscono modelli di calcolo alquanto semplificati e relativi a particolari stati di sollecitazione, preferendo coprire le incertezze derivanti dal calcolo teorico mediante disposizioni costruttive atte a garantire, tramite limitazioni dimensionali (ad es. il rapporto luce/altezza di elementi inflessi) un corretto comportamento in esercizio.

Scopo della presente lezione è quello di esporre le caratteristiche fondamentali dei modelli di calcolo riportati in [1] e [2] e di discuterne le modalità applicative, nonchè di estenderli, secondo il procedimento seguito in [3] al caso di sollecitazioni applicate permanentemente nel tempo.

Prima di procedere all'analisi dei modelli conviene però illustrare brevemente come si inquadra nell'ottica del metodo semiprobabilistico agli stati limite la misura della sicurezza nei riguardi della deformazione.

2) STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE (°)

Nella misura della sicurezza dello stato limite di deformazione occorre mettere a confronto :

- da una parte, le deformazioni v_S derivanti dal calcolo: variabili aleatorie caratterizzate dalla dipendenza da cause aleatorie quali la natura delle azioni, le caratteristiche geometriche delle sezioni, le caratteristiche meccaniche dei materiali;

- dall'altra, le deformazioni ammissibili v_R : variabili aleatorie dipendenti da grandezze aleatorie quali le condizioni di utilizzo della struttura, la natura ed entità dei danni prodotti dalla deformazione, fattori estetici e psicologici.

Ipotizzando l'indipendenza statistica delle v_S e v_R , la probabilità di "rovina" (raggiungimento dello stato limite in oggetto) è data dall'integrale convoluto-rio:

$$P_L = \int_0^{\infty} f_{v_S}(x) \cdot F_{v_R}(x) dx, \quad (\text{fig. 1}) \quad (1)$$

essendo rispettivamente $F_{v_R}(x)$ e $f_{v_S}(x)$ le funzioni di distribuzione e di densità delle due variabili aleatorie v_R e v_S .

Poichè non è praticamente possibile conoscere le funzioni F_{v_R} e f_{v_S} , la misura della sicurezza si effettua calcolando dapprima un valore medio v_{Sm} di v_S sulla base di un modello di calcolo di buona affidabilità e se ne determina un frattile superiore v_{Sk} (valore caratteristico) mediante la relazione:

$$v_{Sk} = k_K \cdot v_{Sm} \quad (2)$$

successivamente, definito un valore di soglia \bar{v}_R si deve controllare che risulti:

$$v_{Sk} \leq \bar{v}_R \quad (3)$$

Qualora lo stato limite di deformazione non sia determinante per la struttura in esame, la (3) può

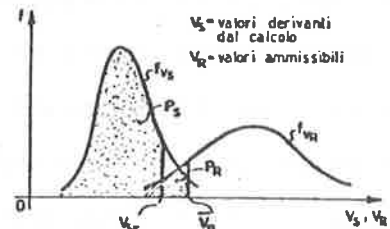


fig. 1

(°) Più propriamente lo stato limite in esame dovrebbe chiamarsi stato limite di spostamento in quanto le grandezze sotto misura sono spostamenti e non deformazioni. Tuttavia, per non generare confusione e rimanere fedeli ad una dizione ormai diffusa nei documenti normativi, manterremo nel prosieguo la denominazione di stato limite di deformazione.

riferirsi al valore medio e diviene:

$$V_{Sm} \leq \bar{V}_R, \quad (3')$$

il che significa accettare un maggior rischio non tenendosi più conto delle incertezze legate ai risultati derivanti dal modello di calcolo.

L'uso pratico delle (3), (3'), che rappresentano le relazioni fondamentali per la misura della sicurezza per lo stato limite di deformazione, necessita di alcune chiarificazioni.

Innanzitutto occorre osservare che dei due termini che compaiono nelle disequazioni, il secondo è legato soprattutto all'entità ed al costo dei danni conseguenti alla deformazione, pertanto il suo valore va convenientemente correlato a tali fatti e può a priori fissarsi tramite un accordo con la committenza.

Per quanto riguarda il primo, si tenga presente che in assenza di una statistica delle deformazioni v_S , il valore del frattile superiore v_{Sk} (associato ad una prefissata probabilità) va determinato in maniera nominale (ad es. $K_k=1,2+1,5$) in relazione alla accuratezza ed alla affidabilità del modello di calcolo scelto per determinare v_{Sm} . Vi è poi da notare che la determinazione di v_{Sm} richiede la conoscenza dell'entità delle azioni e delle loro combinazioni, nonchè i valori caratteristici delle resistenze dei materiali. Relativamente a tali grandezze, essendo quello di deformazione uno stato limite di esercizio, i coefficienti

γ_f e γ_m vanno assunti unitari, facendo riferimento alle combinazioni di azioni di Tab. 1 e Tab. 2.

COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Rare	$G + Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{1i} Q_{ik}$
Frequenti	$G + \psi_1 Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ik}$
Quasi permanenti	$G + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ik}$

Tab. 1

	ψ_1	ψ_2
Abitazioni, uffici	0,8	0,4
Autorimesse	0,7	0,6
Ponti stradali	0,3	0,0
Neve, vento	0,2	0,0

Tab. 2

Relativamente al modello di calcolo vi è poi da considerare il tipo di sollecitazione applicata alla struttura. Infatti, qualora lo stato di sollecitazione sia dovuto alla sovrapposizione di più stati semplici (ad es. flessione, torsione e taglio), la messa a punto di un modello di calcolo che interpreti correttamente le interazioni fra le varie sollecitazioni esistenti è attualmente impossibile dal punto di vista pratico. Per tale motivo i modelli normativi sono relativi a casi semplici di sollecitazione e trascurano totalmente le interazioni fra gli stati di sollecitazione. Fra questi modelli, quello più attendibile ed esplorato è quello relativo allo stato di sollecitazione di flessione, la cui deduzione e discussione verrà trattata nel prosieguo.

3) MODELLO DI CALCOLO DI v_{Sm} PER LA FLESSIONE

In una struttura formata da elementi prismatici in cemento armato, qualora lo stato di sollecitazione sia dovuto alla presenza della sola caratteristica M (momento flettente), le deformazioni v_{Sm} si determinano una volta note le curvature $(1/r)$ esistenti nelle varie sezioni degli elementi strutturali. Il modello di calcolo deve pertanto fornire il legame teorico $(M-1/r)$ esistente fra il momento sollecitante e la curvatura che ne consegue. I fattori che maggiormente influenzano tale legame sono:

- il comportamento "istantaneo" dei materiali;
- la fessurazione del conglomerato;
- le deformazioni differite del conglomerato sotto carico (viscosità).

La curvatura totale $(1/r)$ esistente al generico tempo in una sezione può scriversi:

$$(1/r) = (1/r)_e + (1/r)_{cc} \quad (4)$$

avendo indicato rispettivamente con $(1/r)_e$ ed $(1/r)_{cc}$ le curvature istantanea e viscosa.

Relativamente alle curvature istantanee $(1/r)_e$, il diagramma teorico $(M-1/r)$ può suddividersi in due zone distinte (fig. 2).

Una prima zona (fase I) avente andamento lineare fino al valore M_{cr} di M , in corrispondenza al quale inizia la fessurazione della sezione. In questa zona la sezione risulta interamente reagente ed i materiali seguono leggi costitutive elastiche lineari, esprimibili nella forma:

$$\left| \begin{array}{l} \epsilon_c = \sigma_c / E_c \\ \epsilon_s = \sigma_s / E_s \end{array} \right. \quad (5)$$

La seconda zona del diagramma (fase II) inizia dopo la fessurazione ed ha un andamento curvo, con pendenza minore di quella della retta della fase I. In questo tratto, nel quale i materiali hanno ancora un comportamento lineare, gioca un ruolo determinante il contributo irrigidente del conglomerato teso fra le fessure (tension stiffening). Infatti, mentre in corrispondenza alle fessure la tensione σ_s nell'acciaio è calcolabile in fase elastica trascurando la presenza del conglomerato teso (metodo n), nel tratto compreso tra due fessure contigue la tensione nell'acciaio diminuisce gradatamente mentre il conglomerato integro si carica di trazioni. A causa della variabilità dello stato tensionale nei materiali, è possibile stabilire solo un valore medio della curvatura (fig. 2), facendo riferimento alla deformazione media nei materiali fra le fessure. La deformazione media dell'acciaio in particolare, può porsi nella forma:

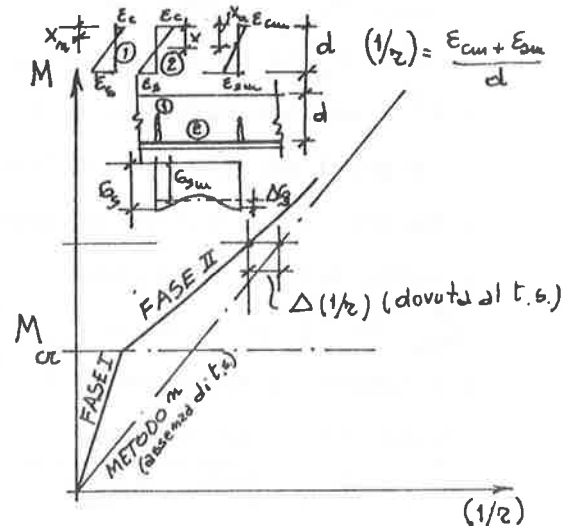


fig. 2

$$\epsilon_{sm} = (\sigma_s - \Delta \sigma_s) / E_s, \quad (5')$$

o anche:

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_s (1 - \Delta \sigma_s / \sigma_s),$$

essendo $\epsilon_s = \sigma_s / E_s$ la dilatazione libera dell'acciaio a cavallo della lesione. Le relazioni precedenti rappresentano la legge costitutiva dell'acciaio nella fase II e non sono altro che la seconda delle (5) opportunamente modificata per tenere conto del "tension stiffening" tramite l'introduzione del termine $-\Delta \sigma_s / E_s$. Il valore di $\Delta \sigma_s$ può convenientemente determinarsi solo per via sperimentale e dipende dalla resistenza a trazione del conglomerato, dalla percentuale geometrica d'armatura tesa, dallo stato tensionale σ_s in tale armatura. Nei documenti [1] e [2] viene fornita la seguente espressione per ϵ_{sm} :

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s \cdot (1 - \beta \sigma_{s,cr}^2 / \sigma_s^2), \quad (6)$$

essendo $\sigma_{s,cr}$ la tensione nell'armatura tesa calcolata a sezione parzializzata (metodo n) sotto l'effetto di M_{cr} , ed assumendo: ([2])

- $\beta = 0,7$ per acciai ad aderenza migliorata,
- $\beta = 0$ per barre lisce,
- $\beta = 0,4 + 0,8$ per carichi ripetuti,
- $\beta \ll 1$ per carichi di lunga durata.

L'andamento della (6) è rappresentato in fig. 3, ove in ordinate appaiono i valori di σ_s calcolati col metodo n ed in ascisse i valori di ϵ_{sm} . La (6) vale per $\sigma_s > \sigma_{s,cu}$, mentre per valori minori, essendo la sezione interamente reagente, il diagramma rimane rettilineo, con equazione:

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s \cdot W_n / W^*$$

essendo W_n il modulo di resistenza a flessione per la sezione parzializzata e W^* l'analogo riferito al livello dell'armatura tesa per la sezione integra. ^(*)

Si osservi che per $\beta=1$, affinché risulti $\epsilon_{sm} \neq 0$ per $\sigma_s = \sigma_{s,cu}$, è necessario riferirsi ad un valore un poco più grande $\sigma_{s,cu}^*$ della tensione $\sigma_{s,cu}$ quale risulta dall'eguaglianza:

$$\sigma_{s,cu}^* W_n / (E_s W^*) = \sigma_{s,cu} / E_s \cdot (1 - \sigma_{s,cu}^2 / \sigma_{s,cu}^{*2})$$

esprime la coincidenza in A* dei due rami del diagramma. Dalla relazione precedente si ha subito:

$$\sigma_{s,cu}^* = \sigma_{s,cu} \cdot \sqrt{1 / (1 - W_n / W^*)}$$

Una formulazione semplificata di ϵ_{sm}

si ottiene [4] supponendo che

l'effetto irrigidente del conglomerato sia costante con σ_s ,

ovvero ponendo:

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta \sigma_{s,cu} / \sigma_s) \quad (7)$$

Nella (7), la quantità $\beta \sigma_{s,cu}$ viene poi fatta dipendere in modo inversamente proporzionale alla percentuale geometrica d'armatura tesa mediante la relazione:

(*) Infatti, poiché in ordinate si riporta σ_s , per $\sigma_s < \sigma_{s,cu}$ essendo la sezione integra si ha: $\sigma_s^* / E_s = \epsilon_{sm}$, essendo σ_s^* la tensione valutata a sezione integra. D'altro canto, a parità di sollecitazione N si ottiene: $\sigma_s^* W^* = \sigma_s W_n = M$, onde la precedente, eliminando σ_s^* fornisce: $\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot W_n / W^*$.

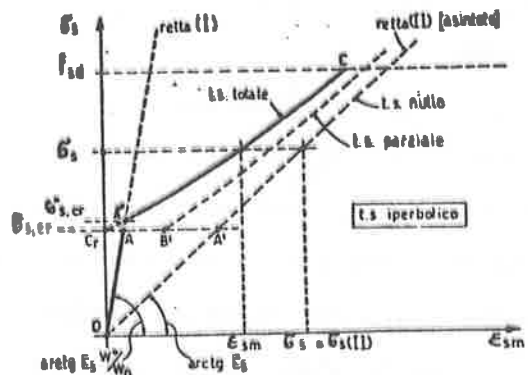


fig. 3

La (9), scritta con riferimento alla deformazione totale diviene:

$$\epsilon_c(t, t_0) = \epsilon_c(t) \frac{(1 + \chi(t, t_0)) \cdot \varphi(t, t_0)}{E_c} + \epsilon_c(t_0) \frac{(1 - \chi(t, t_0)) \cdot \varphi(t, t_0)}{E_c}, \quad (10)$$

ovvero, posto:

$$\begin{cases} E'_c = E_c / (1 + \chi(t, t_0)) \cdot \varphi(t, t_0) \\ \bar{\epsilon}_{c0} = \epsilon_c(t_0) \cdot (1 - \chi(t, t_0)) \cdot \varphi(t, t_0) / E_c, \end{cases} \quad (11)$$

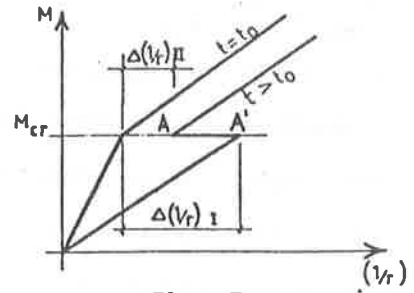


fig. 5

e, tralasciando per brevità di indicare la dipendenza da t e t₀ si ottiene:

$$\epsilon_c = \epsilon_c / E'_c + \bar{\epsilon}_{c0}. \quad (12)$$

La (12) coincide con la usuale legge di elasticità lineare, per la quale si assuma un modulo ridotto E'_c ed una deformazione impressa iniziale di valore $\bar{\epsilon}_{c0}$. Tale legge si mostra particolarmente adatta agli scopi pratici e la sua approssimazione si rivela molto buona nella quasi totalità dei casi.

Relativamente all'influenza della viscosità sul contributo irrigidente del conglomerato teso fra le fessure vi è da dire che in linea di principio tale influenza deve sussistere in modo negativo, ovvero nel tempo si dovrebbe manifestare una diminuzione di ΔG_s a causa della accresciuta deformabilità del conglomerato teso. Nondimeno, non esistono attualmente dati sperimentali relativi a questo fenomeno, cosicché, per tenerne conto, l'unica possibilità consiste in una riduzione del valore di β per i carichi di lunga durata come è consigliato in [2].

Il diagramma (M-l/r) viene pertanto costruito al tempo t₀ (azioni istantanee) ed al tempo t (azioni di lunga durata), facendo riferimento alle leggi costitutive di seguito riportate:

- Tempo t₀ (azioni istantanee)

Fase I

$$\begin{cases} E_{c0} = G_{c0} / E_c \\ E_{s0} = G_{s0} / E_s \end{cases}$$

Fase II

$$\begin{cases} E_{c0} = G_{c0} / E_c \\ E_{s0} = G_{s0} / E_s \left(1 - \beta \frac{G_{s0}^2}{G_{sv}^2} \right) (6), \text{ oppure } E_{s0} = \frac{G_{s0}}{E_s} \left(1 - \frac{7,5}{E_s G_{s0}} \right). (8) \end{cases}$$

- Tempo t (azioni di lunga durata)

Fase I

$$E_c = G_c / E'_c + \bar{E}_{co}$$

$$E_s = G_s / E_s$$

Fase II

$$E_c = G_c / E'_c + \bar{E}_{co}$$

$$E_s = G_s / E_s \left(1 - \beta G_{s,u}^2 / G_s^2 \right) \quad (6), \text{ oppure } E_s = G_s / E_s \left(1 - \gamma \beta G_{s,u} \right). \quad (8)$$

Nei successivi paragrafi viene mostrato l'impiego delle leggi costitutive ora esposte per la determinazione dei diagrammi $(M-l/r)$ di sezioni rettangolari in presenza di azioni istantanee o di lunga durata.

4) DETERMINAZIONE DEI DIAGRAMMI $(M-l/r)$ PER SEZIONI RETTANGOLARI

4.1) Fase I

4.1.1) tempo t_0 (azioni istantanee)

Si consideri la sezione di fig. 6, soggetta ad un momento flettente $M \ll M_{cr}$.

Indicata con x_0 la posizione dell'asse neutro e con \bar{E}_{co} la deformazione

massima di compressione nel conglomerato, dalle 5) si ha:

$$\begin{cases} G_{co} = E_c \cdot \bar{E}_{co} \\ G_{cto} = E_c \cdot \bar{E}_{cto} = E_c (\bar{E}_{co} / x_0) (h - x_0) \\ G'_{so} = E_s \cdot \bar{E}'_{so} = E_s (\bar{E}_{co} / x_0) (x_0 - d') \\ G_{so} = E_s \cdot \bar{E}_{so} = E_s (\bar{E}_{co} / x_0) (d - x_0), \end{cases} \quad (13)$$

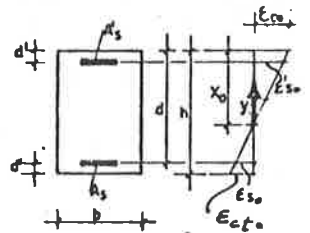


fig. 6

e le equazioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione attorno ad x_0 della sezione si scrivono:

$$\begin{cases} E_c \cdot (\bar{E}_{co} / x_0) \left[\frac{b}{2} [x_0^2 - (h - x_0)^2] + m A'_s (x_0 - d') - m A_s (d - x_0) \right] p = 0 \\ E_c \cdot (\bar{E}_{co} / x_0) \left[\frac{b}{3} [x_0^3 + (h - x_0)^3] + m A'_s (x_0 - d')^2 + m A_s (d - x_0)^2 \right] p = M. \end{cases} \quad (14)$$

Dalla prima delle (14) si ricava:

$$x_0 = \left[\frac{b h^2}{2} + m (A'_s d' + A_s d) \right] / \left[b h + m (A'_s + A_s) \right], \quad (15)$$

e dalla seconda delle (14):

$$\bar{E}_{co} / x_0 = \left(\frac{1}{x_0} \right)_0 = M / E_c J_{x_0}^*$$

avendo posto:

$n = E_s / E_c$, ed essendo:

$J_{x_0}^* = J_{x_{oc}} + (J_{x_{os}}' + J_{x_{os}})n$, il momento di inerzia baricentrico della intera sezione omogeneizzata con modulo E_c .

Il legame (M-l/r) espresso dalla (16) è perciò di tipo lineare, con pendenza $(E_c J_{x_0}^*)$.

4.1.2) tempo t (azioni di lunga durata)

Si consideri la sezione di fig. 7 soggetta ad un momento flettente $M \leq M_{cr}$ applicato costantemente nell'intervallo t-t₀. Indicata con x la posizione dell'asse neutro e con ϵ_c la deformazione massima di compressione nel conglomerato al tempo t, la deformazione iniziale $\bar{\epsilon}_{c0}$ che compare nella 12) può scriversi:

$$\bar{\epsilon}_{c0} = \epsilon_{c0} / E_c (1-x) \varphi = \epsilon_{c0} / x_0 \varphi (1-x) y,$$

onde per la seconda delle (5) e la (12) si ha:

$$\begin{cases} G_c(y) = E_c' \left[\frac{\epsilon_c}{x} \left[y + (x-x_0) - \frac{\epsilon_{c0}}{x_0} \varphi (1-x) y \right] \right. \\ G_s' = E_s \frac{\epsilon_c}{x} (x-d') \\ G_s = E_s \frac{\epsilon_c}{x} (d-x), \end{cases} \quad (17)$$

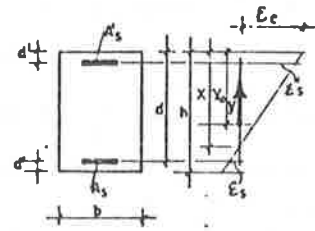


fig. 7

e le equazioni di equilibrio della sezione alla traslazione ed alla rotazione attorno ad x forniscono:

$$\begin{cases} E_c' \frac{\epsilon_c}{x} (S_{xc} + m' S_{xs}' + m' S_{xs}) - E_c' \frac{\epsilon_{c0}}{x_0} \varphi (1-x) S_{x_0c} = 0 \\ E_c' \frac{\epsilon_c}{x} (J_{xc} + m' J_{xs}' + m' J_{xs}) - E_c' \frac{\epsilon_{c0}}{x_0} \varphi (1-x) (J_{xc} - S_{xc} (x-x_0)) = M, \end{cases} \quad (18)$$

ove si è posto:

$$\begin{cases} J_{xc} = bh^3/12 + bh(h/2 - x)^2 \\ S_{xc} = -bh(h/2 - x) \\ S_{x_0c} = -bh(h/2 - x_0) \\ S_{xs}' = A_s' (x - d') \\ S_{xs} = -A_s (d - x) \\ J_{xs}' = A_s' (x - d')^2 \\ J_{xs} = A_s (d - x)^2. \end{cases} \quad (19)$$

La seconda delle (16) si scrive anche:

$$\frac{E_c}{x} = (1/2) = \left[M + (1/2)_0 E_c' \varphi(1-\chi) J_{xc} - S_{xc}(x-x_0) \right] / E_c' \left[J_{xc} + n'(J_{xs}' + J_{xs}) \right] \quad (20)$$

e tale espressione, sostituita nella prima delle (18) fornisce:

$$\frac{J_{xc} + n'(J_{xs}' + J_{xs})}{S_{xc} + n'(S_{xs}' + S_{xs})} = \frac{(J_{xc} - S_{xc}(x-x_0))(1/2)_0 \varphi(1-\chi) + M/E_c'}{(1/2)_0 \varphi(1-\chi) S_{xoc}} \quad (21)$$

Ricordando le (19), dalla (21) si ricava la seguente espressione per x :

$$\chi = \frac{S_{xoc} \varphi(1-\chi) [bh^3/3 + n'(A_s'd'^2 + A_s d^2)] + [bh^2/2 + n'(A_s'd' + A_s d)] [bh^3/3 \varphi(1-\chi)(h - \frac{3}{2}x_0) + J_{x_0}^* n'/n]}{[bh + n'(A_s' + A_s)] \cdot [bh^2/3 \varphi(1-\chi)(h - \frac{3}{2}x_0) + J_{x_0}^* n'/n] + [bh^2/2 + n'(A_s'd' + A_s d)] \varphi(1-\chi) [bh(x_0 - \frac{h}{2})]}$$

La (20), tenendo presente la (16) si scrive allora:

$$(1/2) = \frac{M}{E_c J_{x_0}^*} \left[\frac{E_c J_{x_0}^*}{E_c' J_x^*} + \frac{\varphi(1-\chi) [J_{xc} - S_{xc}(x-x_0)]}{J_x^*} \right] = \frac{M}{(E_c J_{x_0}^*)} \cdot K(x), \quad (23)$$

essendo:

$J_x^* = J_{xc} + (J_{xs}' + J_{xs})n'$ il momento di inerzia rispetto ad x dell'intera sezione omogeneizzata con modulo E_c' , ed avendo posto:

$$n' = E_s / E_c'$$

Le relazioni (22) e (23) mostrano che la posizione dell'asse neutro dipende dal tempo e non dallo stato di sollecitazione, onde il legame $(M-l/r)$ è lineare con pendenza $E_c J_{x_0}^* / K(x)$. Tale pendenza assume il valore massimo $E_c J_{x_0}^*$ per $t=t_0$ e decresce successivamente fino al valore minimo: $E_c J_{x_0}^* / k(x(\infty))$ per $t \rightarrow \infty$.

Per tracciare il diagramma al tempo t è pertanto sufficiente assegnare i valori φ, χ a tale tempo, indi per mezzo della (22) e (23) si ricavano x e $(1/2)$.

La retta uscente dall'origine con pendenza $\frac{E_c J_{x_0}^*}{K(x)}$ rappresenta il diagramma cercato (fig. 8). Vale infine la pena di osservare che

per sezioni simmetriche ($A_s = A_s'$; $h = d + d'$) le (22) e

(23) assumono la forma semplificata:

$$\left. \begin{aligned} \chi &= h/2 \\ (1/2) &= \frac{M}{(E_c J_{x_0}^*)} \cdot \left(\frac{E_c}{E_c'} \cdot J_{x_0}^* + \varphi(1-\chi) J_{xc} \right) / J_x^* \end{aligned} \right\}$$

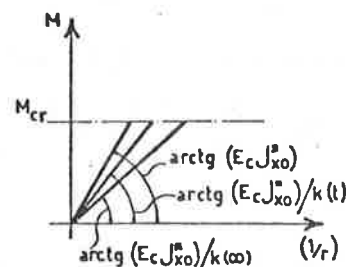


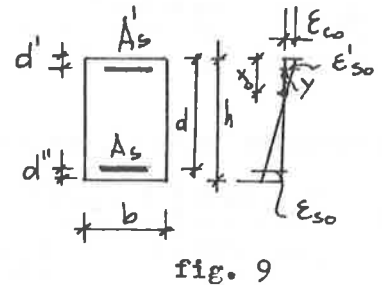
fig. 8

4.2) Fase II

4.2.1) tempo t_0 (azioni istantanee)

Si consideri la sezione di fig. 9 soggetta ad un momento flettente $M > M_{cr}$.
 Mantenendo la simbologia precedente, lo stato tensionale nei materiali, in virtù della prima delle (5) e (5') vale:

$$\begin{cases} \sigma_{co} = E_c \cdot \varepsilon_{co} \\ \sigma'_{so} = E_s \cdot (\varepsilon_{co}/x_0) \cdot (x_0 - d') \\ \sigma_{so} = E_s (\varepsilon_{co}/x_0) (d - x_0) + \Delta \sigma_{so} \end{cases} \quad (24)$$



Le equazioni di equilibrio della sezione si scrivono pertanto:

$$\begin{cases} E_c \left(\frac{\varepsilon_{co}}{x_0} \right) \left[\frac{b}{2} x_0^2 + m A'_s (x_0 - d') - m A_s (d - x_0) \right] + \Delta \sigma_{so} A_s = 0 \\ E_c \left(\frac{\varepsilon_{co}}{x_0} \right) \left[\frac{b}{3} x_0^3 + m A'_s (x_0 - d')^2 + m A_s (d - x_0)^2 \right] + \Delta \sigma_{so} A_s (d - x_0) = M \end{cases} \quad (25)$$

La risoluzione delle (25) può farsi una volta nota l'espressione di $\Delta \sigma_{so}$.
 Tale espressione può assumersi in accordo alla (6) o alla (8) e nei due casi le modalità risolutive delle (25) sono differenti. Precisamente, se si assume la (6), conviene procedere nel modo seguente:

assegnato un valore σ_{so} , dalla (6) si ricava il corrispondente valore di $\Delta \sigma_{so}$;

dalla terza delle (24) si ricava poi:

$$\left(x_0 / \varepsilon_{co} \right) = E_s (d - x_0) \frac{1}{(\sigma_{so} - \Delta \sigma_{so})} ; \quad (26)$$

introdotta la (26) nelle (25) si ottiene infine:

$$\begin{cases} x_0^2 + \frac{2m}{b} \left[A'_s + A_s \frac{\sigma_{so}}{\sigma_{so} - \Delta \sigma_{so}} \right] x_0 - \frac{2m}{b} \left[A'_s d' + A_s d \frac{\sigma_{so}}{\sigma_{so} - \Delta \sigma_{so}} \right] = 0 \\ M = E_c \cdot (I_{x_0}) \cdot \left[J_{x_0}^* + m A_s (d - x_0)^2 \frac{\Delta \sigma_{so}}{\sigma_{so} - \Delta \sigma_{so}} \right] \end{cases} \quad (27)$$

essendo $J_{x_0}^*$ il momento di inerzia della sezione reagente rispetto all'asse x_0 .

Il procedimento esposto è di tipo "verticale (fig. 10), in quanto essendo a priori noto il valore di σ_{so} , tramite la prima delle (27) e la (26) resta

individuato il valore di $(1/r)$ e quindi tramite la seconda delle (27) il corrispondente valore di M . Per ottenere l'intero diagramma occorre fare variare G_{s0} all'interno dell'intervallo $G_{s,u} \leq G_{s0} \leq G_{s,max}$. In particolare per $\beta=0$ si ottiene il diagramma rettilineo di pendenza $(E_c J_{x_0}^*)$ che si ottiene seguendo il metodo n (assenza di tension stiffening).

Se invece si segue la legge (8) è possibile operare in "orizzontale". Infatti, eliminando la quantità $\frac{E_{c0}}{x_0}$ fra le (25) si ottiene:

$$x_0^3 + x_0^2 \left[\frac{3}{A_s \Delta G_{s0}} (M - A_s \Delta G_{s0} d) \right] + \frac{6u}{b} x_0 \left[\frac{M(A_s + A'_s)}{\Delta G_{s0} A_s} - A'_s (d-d') \right] + \frac{6u}{b} \left[A'_s d' (d-d') - \frac{M(A'_s d' + A_s d)}{A_s \Delta G_{s0}} \right] = 0$$

Poichè risulta dalla (5') e dalla (8) $\Delta G_{s0} = \frac{\gamma S}{S_0} = \text{cost.}$, si può porre: (28)

$$M_{ct}^* = A_s \Delta G_{s0} d; \quad k_{ct}^* = M_{ct}^* / M,$$

ed in tal modo la (28) e la seconda delle (25) forniscono:

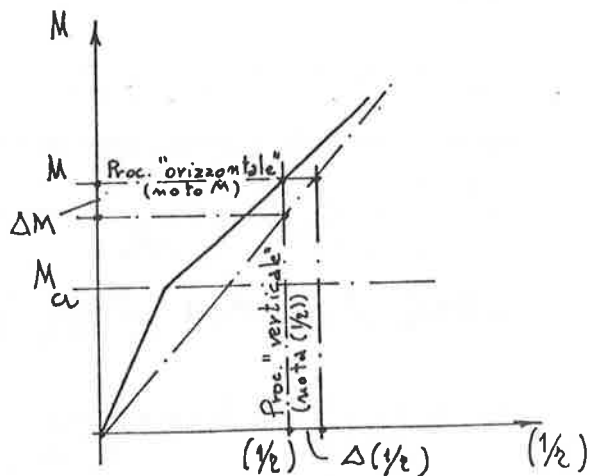
$$\left| \begin{aligned} & k_{ct}^* x_0^3 + 3d(1 - k_{ct}^*) x_0^2 + \frac{6u}{b} [(A'_s + A_s)d - k_{ct}^* A'_s (d-d')] x_0 + \\ & + \frac{6u}{b} [A'_s d' (d-d') k_{ct}^* - (A'_s d' + A_s d)d] = 0; \end{aligned} \right. \quad (29)$$

$$\left(\frac{1}{r} \right)_0 = \frac{M}{E_c J_{x_0}^*} \left(1 - k_{ct}^* \frac{d-x_0}{d} \right).$$

Le (29) permettono di ricavare x_0 ed $1/r$ per un dato valore di M tramite la risoluzione di un'equazione di terzo grado in x_0 . La risoluzione di tale equazione può agevolmente condursi per tentativi tenendo presente che deve essere ovviamente:

$$x_{on} < x_0 < x_{oI},$$

essendo rispettivamente x_{oI}, x_{ou} la posizione dell'asse neutro in fase I e in assenza di tension stiffening (metodo n).



4.2.2) tempo t (azioni di lunga durata)

Si consideri la sezione di fig. 11, soggetta ad un momento flettente $M > M_{cr}$ applicato costantemente nell'intervallo $t-t_0$. Poichè anche in questo caso risulta:

$$\bar{E}_{c0} = G_{c0} / E_c (1-x) \varphi = E_{c0} / x_0 \varphi (1-x) \psi,$$

in virtù delle seconda delle (5) e della (12) si scrive:

Se si impiega la (8), risulta allora $\Delta \epsilon_s \omega t$, ed eliminando la quantità $\frac{\epsilon_c}{x}$ fra le (31), si ottiene:

$$\left| \begin{aligned} & (k_c + 2k_{ct}^*)x^3 - [6dl(k_{ct}^* - 1) + k_c x_0]x^2 - \frac{2n'}{b} [k_c(3S_s - \bar{A}_s x_0) + 6A'_s k_{ct}^* (d-d') - \\ & - 6\bar{A}_s d]x - 2n'/b [k_c(3J_s - S_s x_0) + 6S_s d - 6k_{ct}^* A'_s d'(d-d')] = 0 \quad (34) \end{aligned} \right.$$

$$\left(\frac{1}{r} \right) = \frac{M}{E_c J_x^*} \left(1 - k_{ct}^* \frac{(d-x)}{d} + k_c \frac{(x-x_0/3)}{2dl} \right),$$

avendo posto:

$$\left(\frac{1}{r} \right) \frac{x^2}{o} \frac{E_c}{o} b \varphi(1-\chi) d = M_o$$

$$k_o = M_o / M$$

$$S_s = A'_s d' + A_s d$$

$$J_s = A'_s d'^2 + A_s d^2$$

$$\bar{A}_s = A'_s + A_s$$

Le (34) permettono quindi la determinazione diretta di x e di $(1/r)$ per ogni assegnato valore di M .

A scopo illustrativo si riportano nelle figg. 12 e 13 i diagrammi $(M-1/r)$ relativi a sezioni rettangolari ottenuti seguendo il procedimento "orizzontale" consistente nella risoluzione delle (29) e delle (34). Tali diagrammi sono stati opportunamente adimensionalizzati ponendo:

$$\left| \begin{aligned} \mu &= M/bd^2 & \nu &= \rho_s/\rho_s \\ \eta &= (1/r) \cdot d & \frac{d'}{h} &= \frac{d''}{h} = 0,10. \end{aligned} \right.$$

$$\rho_s = A_s/bd$$

$$\rho'_s = A'_s/bd$$

fig. 12

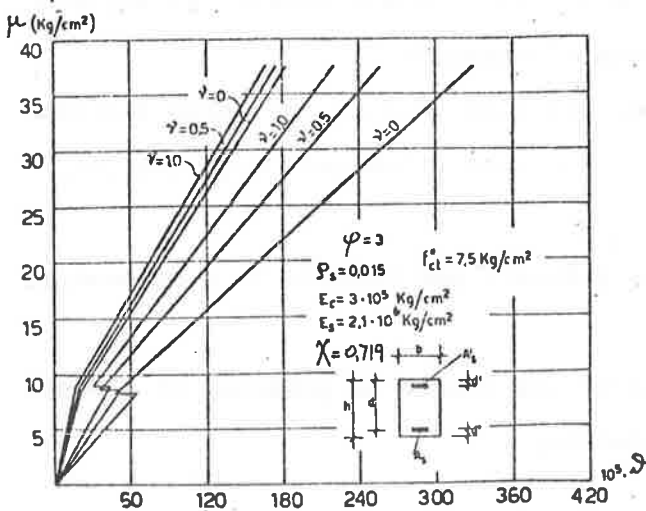
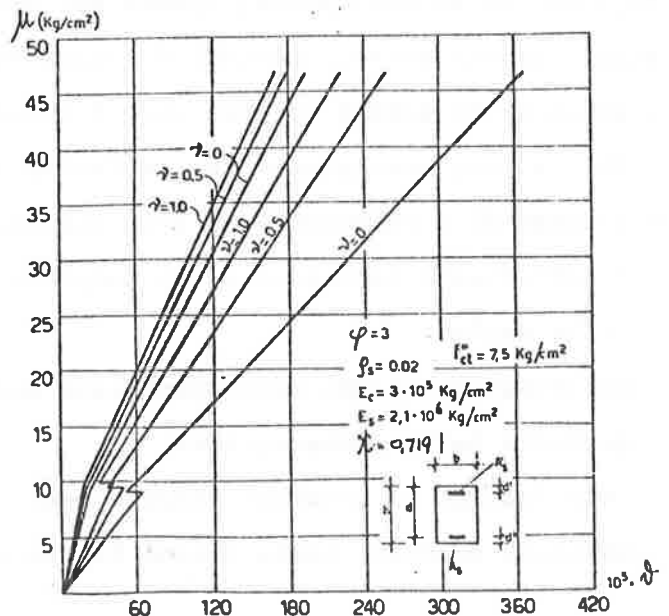


fig. 13



5) DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE

La determinazione dei diagrammi ($M-l/r$) svolta al punto precedente è alquanto laboriosa e costituisce soltanto il primo passo per la determinazione di v_{Sm} in quanto, per ottenere tale valore, note le curvature nelle sezioni degli elementi strutturali, occorre procedere ad una doppia integrazione di esse lungo la struttura. Una applicazione sistematica del modello di calcolo per la flessione, eccettuati alcuni semplici ma significativi casi (quali ad es. solai appoggiati, travi in spessore di solaio), per i quali è possibile senza troppa fatica un calcolo manuale, può attuarsi in linea generale solamente se si dispone di programmi di calcolo automatico in grado di determinare i diagrammi ($M-l/r$) anche per sezioni diverse dalla rettangolare.

Per evitare questa difficoltà i documenti normativi forniscono alcune prescrizioni e disposizioni costruttive che, senza alcuna verifica supplementare garantiscono standards di sicurezza sufficienti nei riguardi della deformazione. Queste disposizioni costruttive consistono sostanzialmente in una limitazione del rapporto luce/altezza degli elementi e nell'indicazione di una serie di provvedimenti atti a contenere le deformazioni. In [2], riguardo al primo punto si afferma che la misura dello stato limite di deformazione può omettersi:

- per i solai con luci minori di 5 m;
- per le strutture di grande luce quando si assuma:
 - $l/h < 16$ per travi e per piastre aventi un funzionamento a "trave";
 - $l/h < 24$ per le piastre (con scarico nelle due direzioni).

Riguardo al secondo punto, specie nei confronti della limitazione delle deformazioni viscosse sotto i carichi di lunga durata:

- adozione di schemi statici che limitino le rotazioni sugli appoggi di estremità (ad es. realizzando la continuità degli elementi);
- impiego di conglomerati ad alta resistenza con piccoli rapporti acqua/cemento e sufficiente indurimento del conglomerato in opera prima dell'applicazione delle azioni;
- applicazione di una precompressione anche parziale per ridurre le deformazioni prodotte dalla fessurazione;
- introduzione di armature longitudinali compresse specie in presenza di elevate tensioni prodotte dalle azioni di lunga durata;

- riduzione del tasso di lavoro nelle armature tese.

In maniera differente, in [1], la limitazione del rapporto luce/altezza viene indicata in duplice modo mediante una prima serie di valori che permettono di tralasciare la misura dello stato limite di deformazione ed una seconda per evitare danni alle opere di finitura fragili.

In [1] si afferma infatti:

- per travi a sezione rettangolare o assimilabile a tale, per luci fino a 10 m, si può omettere la misura dello stato limite di deformazione purchè i rapporti l/h risultino minori di quelli di Tab. 3 moltiplicati per i fattori χ_1, χ_e di Tab. 4, fattori aventi lo scopo di tener conto dell'influenza dei quantitativi delle armature (tese ρ_s e compresse ρ'_s). Per piastre rettangolari con scarico nelle due direzioni i valori precedenti sono ancora validi purchè con l si intenda la luce minore.
- nel caso in cui gli elementi strutturali portino tramezzature di tipo fragile aventi possibilità di danneggiamenti dovrà verificarsi infine il rispetto delle seguenti condizioni (l ed h espresse in m) :

$l/h \leq$	130/l per travi appoggiate
	170/l per travi continue .

condizioni di vincolo	l/h
travi a sbalzo	7
travi e piastre semplicemente appoggiate	20
travi continue, piastre incastrate	26

Tab. 3

$\rho_s = \frac{A_s}{bd} \cdot 100$	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
χ_1	1,18	1,05	0,97	0,87	0,82	0,78	0,75
$\rho'_s = \frac{A'_s}{bd} \cdot 100$	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	3,00
χ_e	1,07	1,14	1,20	1,25	1,33	1,40	1,50

Tab. 4

6) REFERENZE

- [1] CNR (Consiglio Nazionale delle Ricerche) - Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione delle opere in cemento armato e cemento armato precompresso col metodo semiprobabilistico agli stati limite. Bollettino Ufficiale CNR, pt. IV, n° 58, gennaio 1978.
- [2] CEB (Comité Eurointernational du Béton) - Code Modèle pour les structures en béton. Bulletin d'Information n° 124, 1978.
- [3] Mola F. Sulla verifica dello stato limite di deformazione di elementi in c.a. Atti del II Congresso CTE, Perugia, novembre 1978.
- [4] D'Arga e Lima J., Monteiro V. Practical rules for the computation of deflections. CEB, Bulletin d'Information n° 90, 1973.
- [5] Mola F. Metodo generale e metodo approssimato per la risoluzione di strutture non omogenee a comportamento elasto viscoso lineare. Studi e Ricerche, Vol. 1, 1979; Corso di perfezionamento per le costruzioni in cemento armato F.lli Pesenti, Politecnico di Milano.

STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Applicazioni Numeriche svolte dall'Ing.

IVO IORI

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE (w)

APPLICAZIONI NUMERICHE

$$w_{sk} \leq \bar{w}_R$$

Consideriamo la trave di fig. 1 appoggiata ai seguenti carichi:

$$g_{1k} = 0.25 \text{ t/m}$$

$$g_{2k} = 0.75 \text{ t/m}$$

$$q_{1k} = 1.50 \text{ t/m}$$

con coefficienti $\psi_1 = 0.8$; $\psi_2 = 0.4$

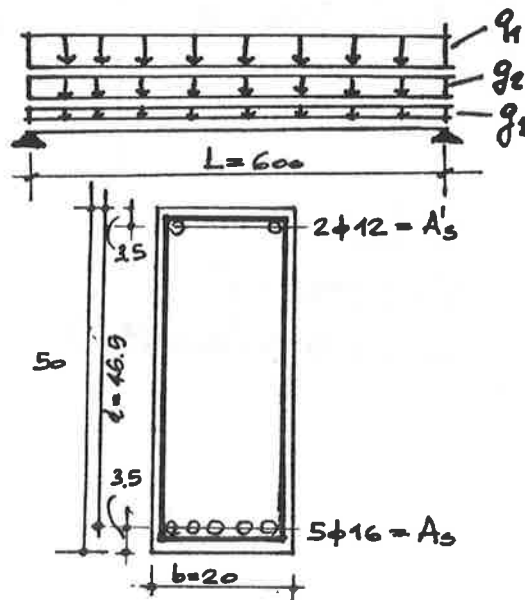


fig. 1

$$f_{sd} = f_{sd} = \frac{4400}{1.15} = 3826 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot 0.83 \cdot 300}{1.5} = 141 \text{ kg/cm}^2$$

C.E.B. Combinazioni frequenti: $G + \psi_1 Q_{1k} + \sum_{i>1} (\psi_{2i} Q_{ik})$
($\gamma_f = 1$)

Nella sezione di mezzanella:

$$M_{sd} = \frac{1}{8} (g_{1k} + g_{2k}) L^2 + \psi_1 \frac{1}{8} q_{1k} L^2 = 9.9 \text{ tm.}$$

Calcolo σ_{sd}

$$\sigma_{sd} = \frac{n M_{sd} \gamma_s}{J_i} ; n = \frac{E_s}{E_c}$$

Adimensionalizzato:

$$\xi = \frac{x}{d} ; \rho'_s = \frac{A'_s}{bd} ; \rho_s = \frac{A_s}{bd} ; \delta' = \frac{d'}{d} ; \alpha_s = \frac{\sigma_{sd}}{f_{sd}} ; w'_s = \rho'_s \frac{f'_{sd}}{f_{sd}} ; w_s = \rho_s \frac{f_{sd}}{f_c} ; M_e = \frac{M_e}{bd^2 f_c}$$

risulta

$$\xi^2 + 2 \xi n (\rho'_s + \rho_s) - 2 n (\rho'_s \delta' + \rho_s) = 0$$

$$\alpha_s = \frac{M_e}{w_s \left[(1 - 0.333 \xi) + \frac{\rho'_s}{\rho_s} \cdot \frac{\xi - \delta'}{1 - \xi} \cdot (0.333 \xi - \delta') \right]}$$

$$\sigma_{sd} = \alpha_s \cdot f_{sd}$$

METODO n
(Adimensionalizzato)

(1)

Introducendo i valori numerici si ha:

$$\rho'_s = 0.00243 ; w'_s = 0.0559 ; \delta' = 0.0752 = \delta''$$

$$\rho_s = 0.0108 ; w_s = 0.293 ; M_e = 0.1623 (M_e = M_{sd})$$

da cui:

$$\xi = 0.3546$$

$$\alpha_s = 0.62513$$

$$\sigma_{sd} = 2391.7 \text{ kg/cm}^2$$

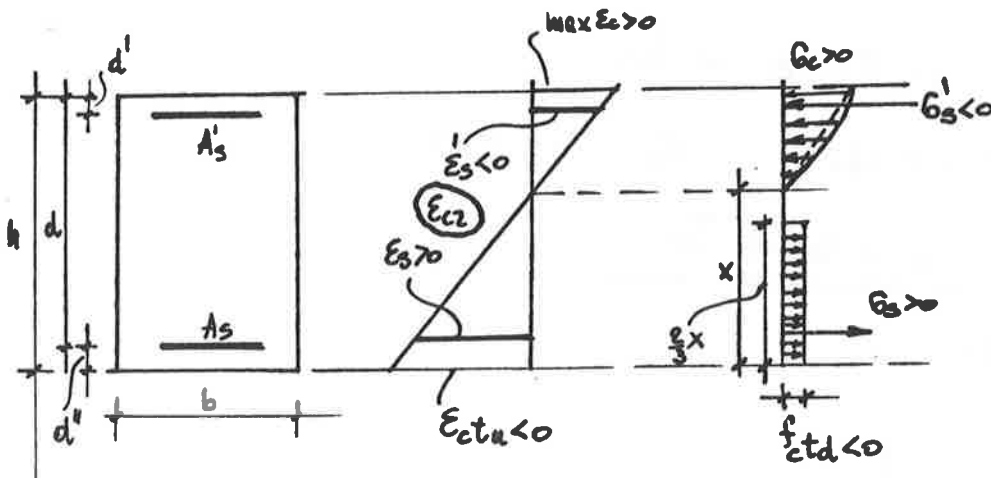
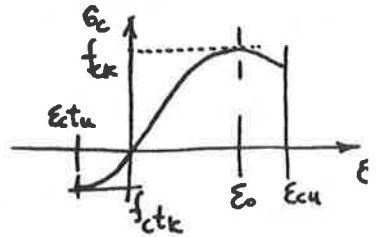
Calcolo $G_{s,or}$

Posto:

$$\epsilon_{ctu} = -0.30\% \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon_{ctu} = \beta \epsilon_{ctu}^{0.15\%} = 2 \mu\epsilon \\ \beta = 1/3 \end{array} \right.$$

$$f_{ctd(flex)} = -0.670 \cdot f_{ctk(corr)} = -30 \text{ kg/cm}^2$$

CEB $f_{ctd} = \frac{f_{ctk} \cdot 1.3}{1.3}$



$$\xi = \frac{x}{d} ; \alpha_c = \frac{G_c}{f_{cd}} ; C = \frac{f_{ctd} (< 0)}{f_{cd}} ; \alpha'_s = \frac{A'_s}{f_{sd}} ; \alpha_s = \frac{A_s}{f_{sd}} ; M_{ord} = \frac{M_{crd}}{bd^2 f_{cd}}$$

$$G_c = g(\epsilon_c)$$

$$\frac{1}{2} \alpha_c (1 + \delta - \xi) - \alpha'_s W'_s + \frac{2}{3} \xi C - \alpha_s W_s = 0$$

$$\frac{1}{3} \alpha_c (1 + \delta - \xi) (1 + \delta) - \alpha'_s W'_s (1 - \frac{1}{3} \xi) + \alpha_s W_s (\frac{1}{3} \xi - \delta) = M_{ord} d$$

$$\alpha_c = \frac{G_c}{f_{cd}} = \frac{g(-\frac{1+\delta-\xi}{3} \cdot \epsilon_{ctu})}{f_{cd}}$$

$$\alpha'_s = \frac{1-\xi}{\xi} \cdot \left(\frac{E_s \epsilon_{ctu}}{f_{sd}} \right) ; \alpha_s = -\frac{\xi-\delta}{\xi} \left(\frac{E_s \epsilon_{ctu}}{f_{sd}} \right)$$

$$\xi = \frac{\frac{1}{2} \alpha_c (1 + \delta) + (-\alpha'_s W'_s - \alpha_s W_s)}{\frac{1}{2} \alpha_c - \frac{2}{3} C}$$

Risolvere per tentativi per determinare M_{ord} da

$$\left(\frac{E_s \varepsilon_{ctk}}{f_{sd}} \right) = \left(\frac{E_s \varepsilon_{ctk}}{f_{sd}} \right) = -0.1646 ; C = -0.2127$$

1° TENTATIVO (Si assume $\xi_1 = 0.56$)
 $\alpha'_s = -0.1293 ; \alpha_s = 0.1425 ; \alpha_c = 0.4569$

$$\xi'_1 = 0.574$$

Quindi utilizzando $\xi = 0.568$ si ha:

$$\alpha'_s = -0.1252 ; \alpha_s = 0.1428 ; \alpha_c = 0.4456$$

$$\mu_{ce} = 0.0925 ; \underline{\underline{M_{ce} = 5.64 \text{ tm}}}$$

Dalle (1) risulta:

$$\alpha_{s,ce} = 0.3577$$

$$\sigma_{s,ce} = 1363 \text{ kg/cm}^2$$

Calcolo E_{sm}

$$\bullet E_{sm} = \frac{1}{E_s} \left(\sigma_{sd} - \frac{3000}{100 \rho_{s,ct}} \right); \rho_{s,ct} = \frac{A_s}{A_{ct}} \quad (2)$$

per sezioni rettangolari
 $A_{ct} = 0.25 b h$

- Raccomandazioni FIP-CEB
- CNR

$$\bullet E_{sm} = \frac{\sigma_{sd}}{E_s} \left[1 - \left(\frac{\sigma_{s,cr}}{\sigma_{sd}} \right)^2 \right] \quad (3)$$

- CEB (Code Modelle)
- prof. Leonhardt ($\beta = 1$)

Dalla (2):

$$A_s = 10.05 \text{ cm}^2; A_{ct} = 250 \text{ cm}^2; \rho_{s,ct} = 0.0402; \sigma_{sd} = 2391.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,cr} = 1363 \text{ kg/cm}^2; E_s = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\boxed{E_{sm} = 0.784 \text{ ‰}}$$

Dalla (3):

$$\sigma_{sd} = 2391.7 \text{ kg/cm}^2; \sigma_{s,cr} = 1363 \text{ kg/cm}^2$$

$$\boxed{E_{sm} = 0.769 \text{ ‰}}$$

Calcolo L

$$L = 2c + \frac{k_1 \phi}{100 \rho_{s,ct}} \quad (4)$$

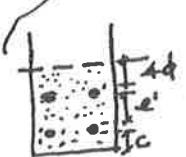
tabellato in funzione di $\frac{c}{h-x}$ } -CEB (code Modelle)
 } -CNR
 ↳ esperienza opportuna.

$$L = \alpha_1 c + \alpha_2 \frac{\phi}{\rho_{s,ct}} \quad (5)$$

↳ come formula (2)
 Recc. FIP-CEB
 per garantire il path: le di calcolo $W_{sk} = 1.7 W_{sm}$
 $\alpha_1 = 1.85$ $\alpha_2 = 0.2$

$$L = 2.25(c, e') + 0.12 \frac{\phi}{\rho_{s,ct}} \quad (6)$$

↳ prof. Leonhardt



Dalle (4):

$$c = 2.7 \text{ cm} ; \frac{c}{h-x} = 0.08 \Rightarrow k_1 \approx 11.4 ; A_{ct} = 2b_w(h-d) = 140 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{s,ct} = 0.0718$$

$$L = 7.94 \text{ cm.}$$

Dalle (6):

$$\rho_{s,ct} = 0.0409$$

$$L = 10.77 \text{ cm.}$$

$$A_{ct} = b_w(c + e' + 6\phi)$$

Dalle (5):

$$\rho_{s,ct} = 0.0402$$

$$A_{ct} = 0.25 b_w h$$

$$L = 12.95 \text{ cm.}$$

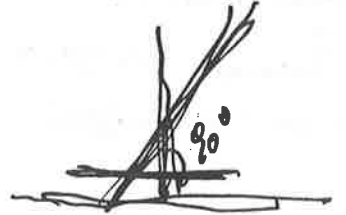
Calcolo W_{SK}

$$W_{sm} = \epsilon_{sm} L$$

$$W_{sm} = 0.769\text{‰} \cdot 7.94 = 0.00610 \text{ cm}$$

$$W_{SK} = 0.00610 \cdot 1.7 = 0.0103 \text{ cm} = \boxed{0.103 \text{ mm.}}$$

CEB
CNR ($\beta=1$)



$$W_{sm} = 0.759\text{‰} \cdot 10.77 = 0.00828 \text{ cm} = 0.0828 \text{ mm.}$$

$$W_{SK} = k_k \cdot W_{sm} \cdot k_{\beta} = 1.6 \cdot 0.0828 \cdot \frac{1}{2} = \boxed{0.132 \text{ mm.}}$$

prof. Leonhardt

$$W_{SK} = 0.784\text{‰} \cdot 12.95 = 0.0101 \text{ cm} = \boxed{0.101 \text{ mm.}}$$

Racc. FIP-CEB

I risultati, pur tra loro leggermente diversi, confermano che il primo valore di soglia $\bar{W}_R = 0.1 \text{ mm}$ risulterà superato.

STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE (V)

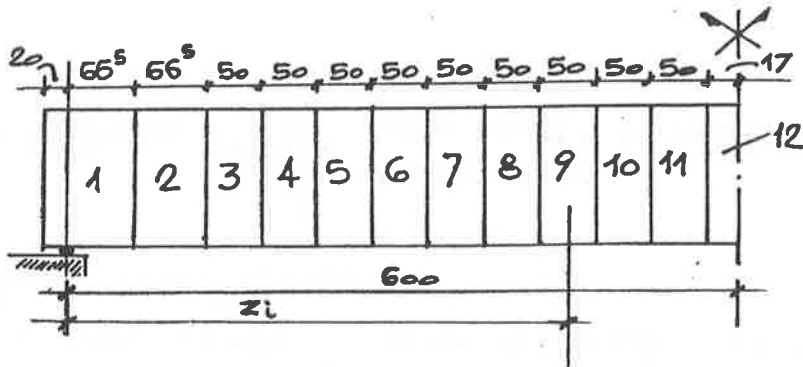
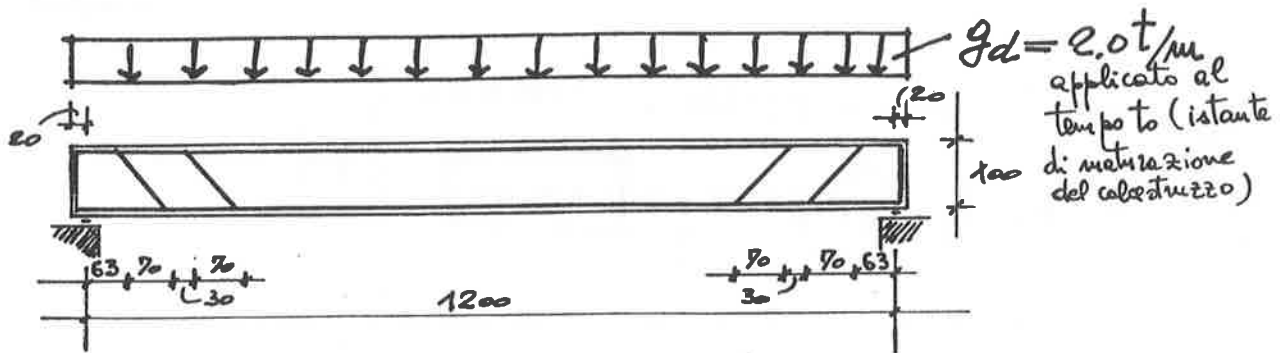
APPLICAZIONI NUMERICHE

$$\{V_{Sk} \leq \bar{V}_R\}$$

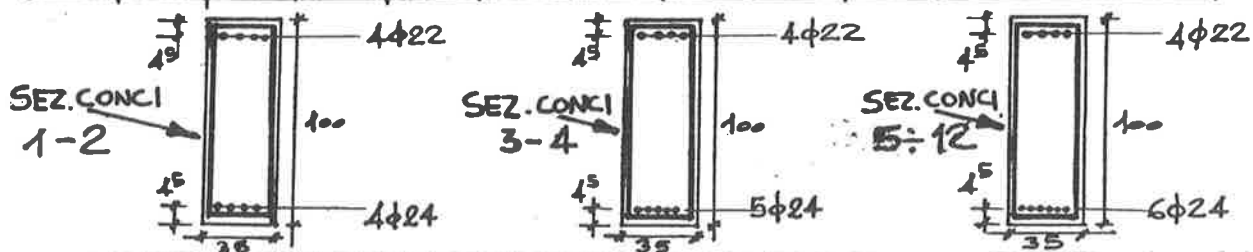
Caratteristiche meccaniche dei materiali:

$$f_{ck(\text{cubi})} = 400 \text{ kg/cm}^2; f_{ctd} = 0.402 f_{ck(\text{cubi})}^{2/3} = 21.82 \text{ kg/cm}^2; E_c = 18000 \sqrt{400} = 360000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2; C=3; \chi = 0.719; E_s/E_c = n = 5.83$$



CONCIO N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
z_i (cm)	33.25	99.75	158	208	258	308	358	408	458	508	558	591.5
M (tm)	3.88	10.97	16.46	20.63	24.30	27.47	30.14	32.31	33.98	35.15	35.82	35.99



SE2. CONCI 1-2

$$\rho_s = 0.00541 ; W^* = 55982 \text{ cm}^3 ; M_{\alpha} = f_{ctd} \cdot W^* = 14.40 \text{ tm.}$$

$$\sigma_{s,\alpha} = 888 \text{ kg/cm}^2 ; f_{ct}^* = \sigma_{s,\alpha} \cdot \rho_s = 4.80 \text{ kg/cm}^2$$

SE2. CONCI 3-4

$$\rho_s = 0.00676 ; W^* = 66463 \text{ cm}^3 ; M_{\alpha} = 14.50 \text{ tm} ;$$

$$\sigma_{s,\alpha} = 687 \text{ kg/cm}^2 ; f_{ct}^* = 4.64 \text{ kg/cm}^2$$

SE2. CONCI 5-12

$$\rho_s = 0.00811 ; W^* = 67630 \text{ cm}^3 ; M_{\alpha} = 14.76 \text{ tm} ;$$

$$\sigma_{s,\alpha} = 586 \text{ kg/cm}^2 ; f_{ct}^* = 4.75 \text{ kg/cm}^2$$

Istante iniziale t_0

- FASE I

$$1/2 = M / (E_c J_{x_0}^*)$$

$$\left. \begin{aligned} J_{x_0}^* &= J_{x_{oc}} + n J_{x_{os}} \\ &\rightarrow \text{indipendente da } M \\ &\underline{x_0 = \text{cost.}} \end{aligned} \right\}$$

- FASE II

$$1/2 = \frac{M}{(E_c J_{x_0}^*)} \left(1 - k_{ct}^* \frac{d-x_0}{d} \right)$$

$$\left. \begin{aligned} &k_{ct}^* x_0^3 + 3d(1-k_{ct}^*)x_0^2 + \frac{6n}{b} [(A'_s + A_s)d - k_{ct}^* A'_s(d-d')] x_0 \\ &+ \frac{6n}{b} [A'_s d'(d-d') k_{ct}^* - (A'_s d' + A_s d)d] = 0 \\ &x_0 \text{ \u00e9 funzione di } M. \left(k_{ct}^* = \frac{M^*}{M} \right) \end{aligned} \right\}$$

Istante generico ($t = \infty$)

- FASE I

$$1/2 = \frac{M}{E_c J_{x_0}^*} \left[\frac{\frac{E_c}{E'_c} J_{x_0}^* + C(1-x) J_x^{(c)}}{J_x^*} \right]$$

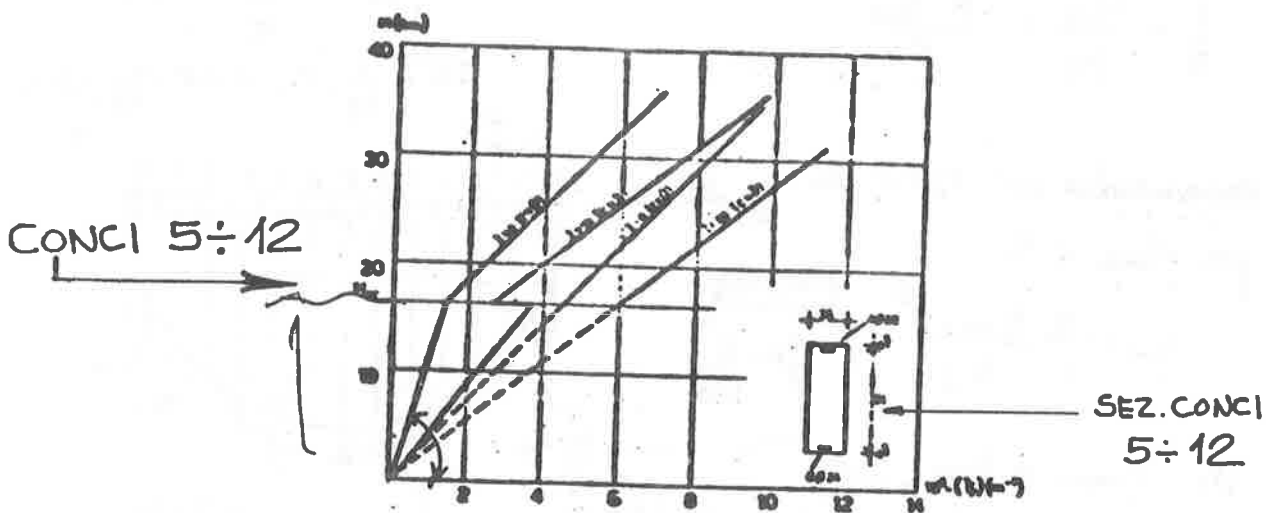
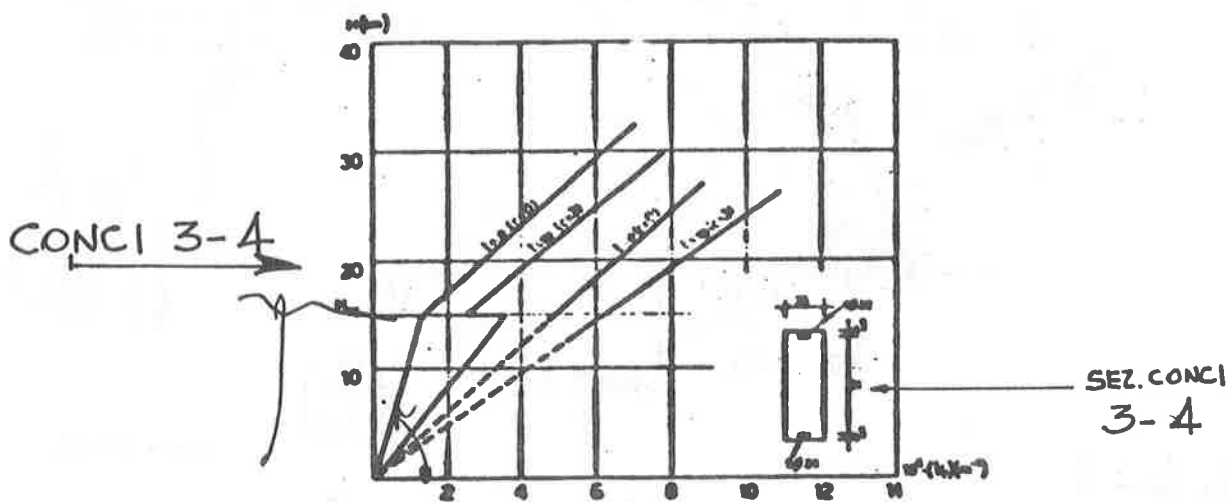
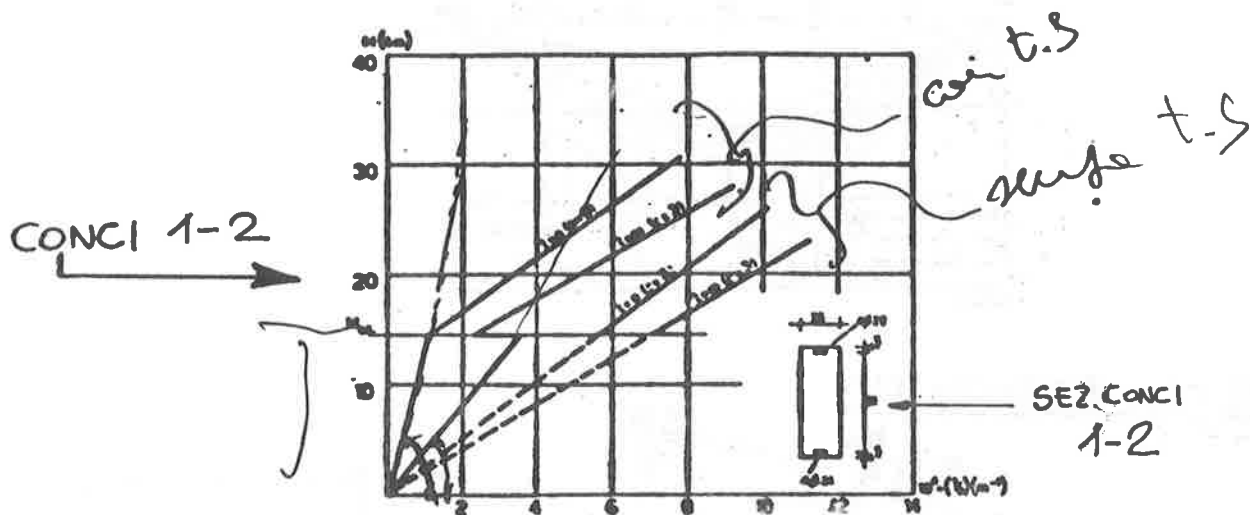
$x = \text{indipendente da } M$

- FASE II

$$1/2 = \frac{M}{(E_c J_x^*)} \frac{1 - k_{ct}^* (d-x)/d + k_c (x-x_0/3)/2d}{bx^3/3 + nA'_s(x-d')^2 + nA_s(d-x)^2}$$

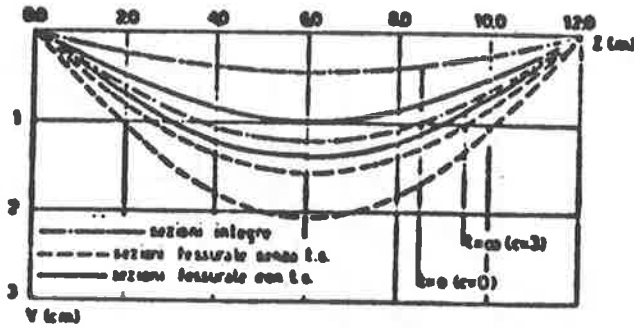
$$\left. \begin{aligned} &(k_c + 2k_{ct}^*)x^3 - [d(k_{ct}^* - 1) + k_c x_0]x^2 - \frac{2n}{b} [k_c(3/5 - A'_s x) \\ &+ 6A'_s k_{ct}^* (d-d') - 6A_s d]x - \frac{2n}{b} [k_c(3/5 - 5/3 x_0) + 6/5 d \\ &- 6k_{ct}^* A'_s d'(d-d')] = 0 \end{aligned} \right\}$$

$x \text{ \u00e9 funzione di } M.$

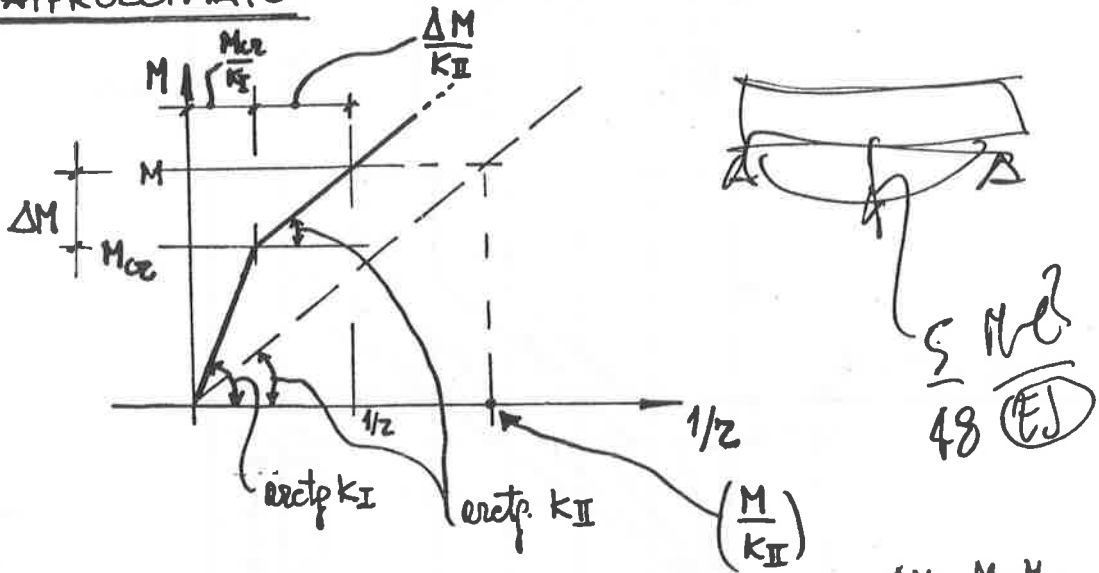


CALCOLO DEFORMAZIONE v

$$v(z_j) = \left(\sum_{i=1}^{12} (1/2)_i \Delta x_i \right) z_j - \sum_{i=1}^j (1/2)_i \Delta x_i (z_j - z_i)$$



METODO APPROSSIMATO



in fase II

$$\frac{1}{2} = \frac{M_{cr}}{K_I} + \frac{M - M_{cr}}{K_{II}}$$

$$\Delta M = M - M_{cr}$$

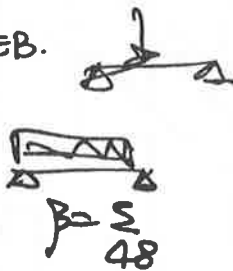
$$\Delta Q^* = \left(\frac{M_{cr}}{K_I} + \frac{\Delta M}{K_{II}} \right) \Delta z$$

$$\Delta Q^* = \frac{1}{K_I} \left(M_{cr} + \Delta M \cdot \frac{K_I}{K_{II}} \right) \Delta z$$

Raccomandazioni FIP-CEB.

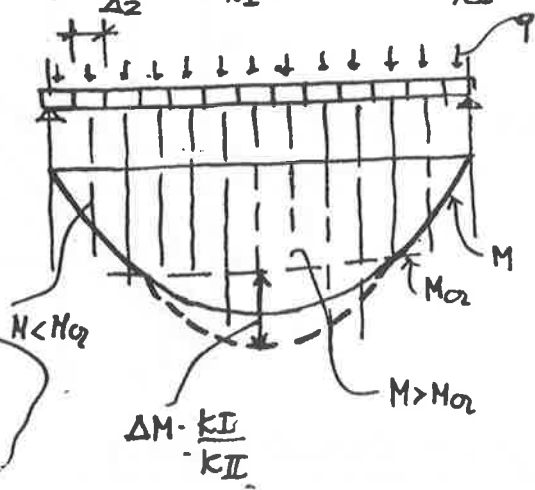
- per $M_{max} < M_{cr}$

$$v_{sm} = \beta \frac{M_{max} l^2}{K_I}$$



- per $M_{max} > M_{cr}$

$$v_{sm} = \beta \frac{M_{cr} l^2}{K_I} + \beta \frac{(M_{max} - M_{cr}) l^2}{K_{II}^*}$$



$$K_{II}^* = 0.75 E_s t_s h^2 (1 + 2 W_{sk}) \left(1 - \frac{2}{3} W_{sk} \right); \quad W_{sk} = \rho_s \frac{f_{sk}}{f_{ck}}$$

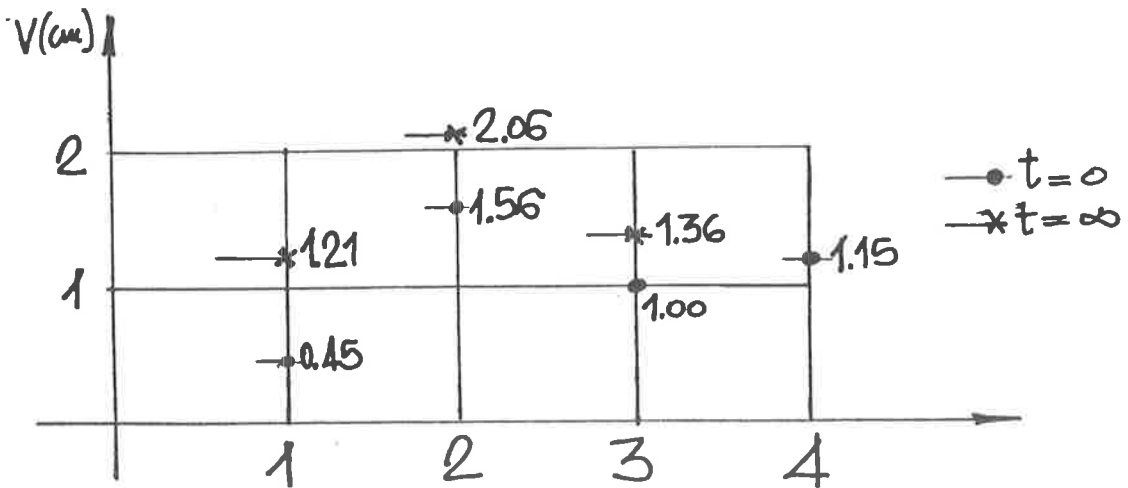
$$K_{II}^* \cong K_{II} \text{ per } W_{sk} \leq 0.15 \quad -12-$$

$$w_{sk} = 0.0892 ; A_s = 27.14 \text{ cm}^2 ; E_s = 2100000 \text{ kp/cm}^2 ; h = 100 \text{ cm}$$

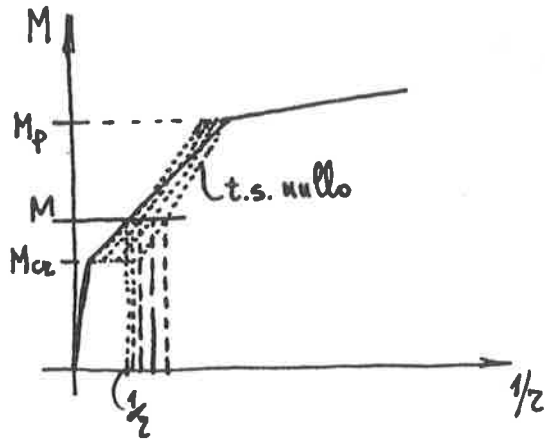
$$K_I = 11.628 \cdot 10^{11} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_{II} = 3.303 \cdot 10^{11} \text{ kp/cm}^2$$

$$V_{sm} = 1.15 \text{ cm}$$



1	SEZIONI INTEGRE
2	SEZIONI FESSURATE SENZA t.s.
3	SEZIONI FESSURATE CON t.s.
4	FIP.-CEB.



$t=0$

DETTAGLI COSTRUTTIVI E DISPOSIZIONE DELLE ARMATURE

Argomento trattato dal Prof.

Giovanni V I A

INDICAZIONI BIBLIOGRAFICHE

Può risultare utile un confronto ragionato di quanto contenuto sull'argomento nella Normativa Italiana, Europea a Americana:

1) Ministero LL.PP:

"Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche", D.M. 16 giugno 1976 e testo 1979 in discussione.

2) C.N.R.:

Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione delle opere in cemento armato e cemento armato precompresso col metodo semiprobabilistico agli stati limite" - novembre 1976 (testo sperimentale).

3) C.E.B.- F.I.P.

"Système International de Réglementation Technique Unifiée des Structures - volume II - Model Code C.E.B.- F.I.P. pour les structures en béton", Londra 1978 (ed italiana AITEC 79)

4) A.C.I.

Committee 318: "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (A.C.I. 318-77)" and commentary, Detroit; USA 1977

Nei cap.17 (Regles de detail concernant les armatures) dal codice (3) si rimanda, per indicazioni più dettagliate a:

5) C.E.B.:

Manuel "Technologie et industrialisation du ferrailage" giugno 73.

L'argomento è poi diffusamente trattato nei seguenti testi:

6) Migliacci A.: "Disposizioni costruttive nelle strutture in c.a. ordinario", Tamburini, Milano, 1975.

7) Park, R.Paulay, T: "Reinforced Concrete Structures" J.Willey & S., New York, 1975

- 8) Leonhardt, F.: "C.A. e C.A.P. - Calcolo di progetto e tecniche costruttive" vol.III - L'armatura nelle costruzioni in cemento armato, Edizioni Tecniche - Milano 1977.

Alcune note sul tema:

- 9) "Problemi di sicurezza nelle disposizioni costruttive del cemento armato". sono state presentate dal prof.A.Migliacci e dal prof.E.F.Radogna nei nn.7-8, 12/1974 e nn.4, 7-8, 9/1975 del Notiziario A.I.C.A.P..

Sulle disposizioni costruttive relative in particolare allo stato limite ultimo per tensioni tangenziali cfr.:

- 10) Calzona, R.Giannini, R.: "Analisi critica della disposizione delle armature nelle travi fessurate in cemento armato", Notiziario A.I.C.A.P., n.10, 1975.
- 11) Calzona R.: "Stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti", Notiziario A.I.C.A.P., n.1, 1977.
- 12) Calzona R.: "Stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti", Notiziario A.I.C.A.P., n.2, 1977.

Alcune indicazioni sulle disposizioni particolari per le zone sismiche sono riportate in:

- 13) Castellani, A.: "Criteri progettuali", in Ingegneria Sismica, vol.II, CISM Course n.206 - Udine, 1976
- 14) Pinto, P.E.: "Comportamento sismico delle costruzioni prefabbricate a grandi pannelli", L'Industria Italiana del Cemento, n.6, 1977.
- 15) Menegotto, M.-Via, G.: "Considerazioni sul comportamento sismico dei nodi trave-pilastro in c.a. e in c.a.p.", L'Industria Italiana del Cemento, n.3, 1978.

Infine sono stati presentati alcuni esempi di strutture, danneggiate a causa di gravi errori nella disposizione delle armature, tratti da:

- 16) Blevot, J.: "Pathologie des constructions en béton armé", Annales I.T.B.T.P., G0/23, 1974.

I N T R O D U Z I O N E

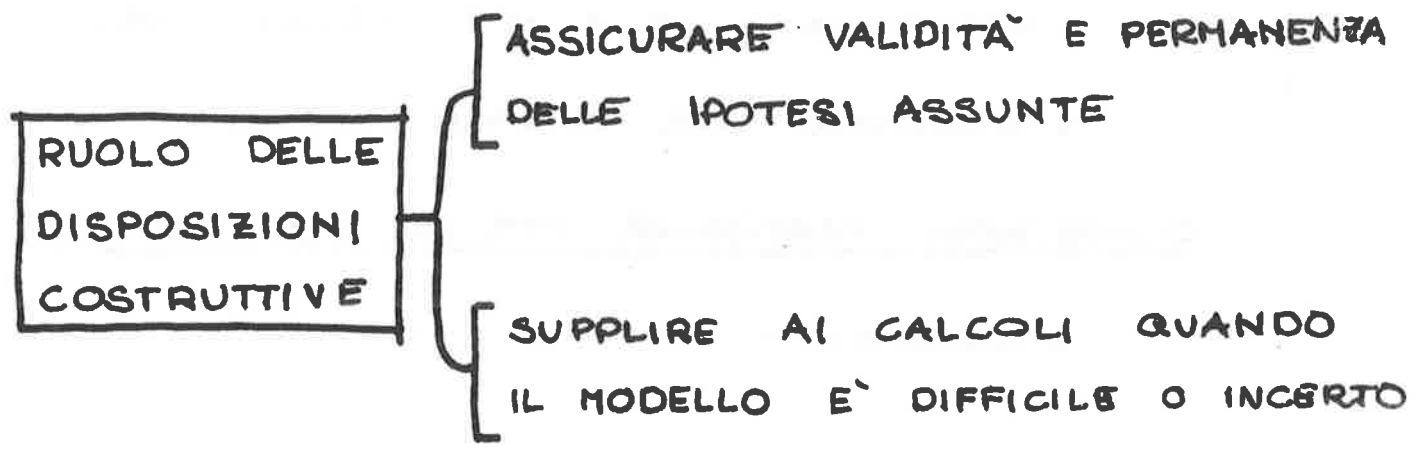
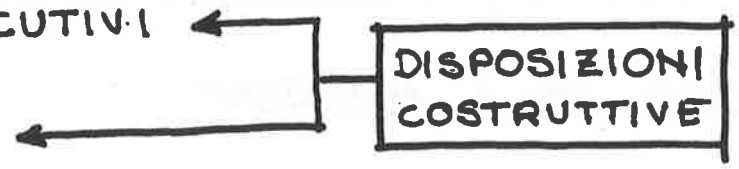
● PROGETTO

● CONCEZIONE GENERALE

● ANALISI DELLA STRUTTURA

● DISEGNI ESECUTIVI

● COSTRUZIONE



● COMPORTAMENTO REALE DELLE STRUTTURE FINO A COLLASSO

- OSSERVAZIONE DI DIFETTI E DANNI AVVENUTI
- CONTROLLI PREVENTIVI SU MODELLI

● COMPORTAMENTO TEORICO DELLE STRUTTURE

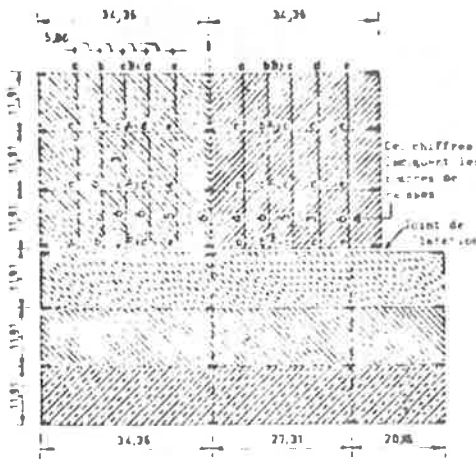
- SCOPO DELLE ARMATURE
- STUDIO DI ALCUNI FENOMENI
(STATO TENSIONALE INTERNO, LEGGI DELL'ADERENZA, ANCORAGGIO, GIUNZIONI, CAMBIAMENTO DI DIREZIONE DELLE BARRE, ECC.)

● INDICAZIONI E "STANDARDS" NORMATIVI

- DISPOSIZIONI A CARATTERE GENERALE
- ELEMENTI STRUTTURALI (SNELLI, TOZZI, COLEG., ECC)
 - INDICAZIONI DELLE N.T. LEGGE 4086
 - STANDARDS DEL MANUALE C.E.B.
- DISPOSIZIONI PARTICOLARI PER LE ZONE SISMICHE
 - INDICAZIONI DELLE ACI 318

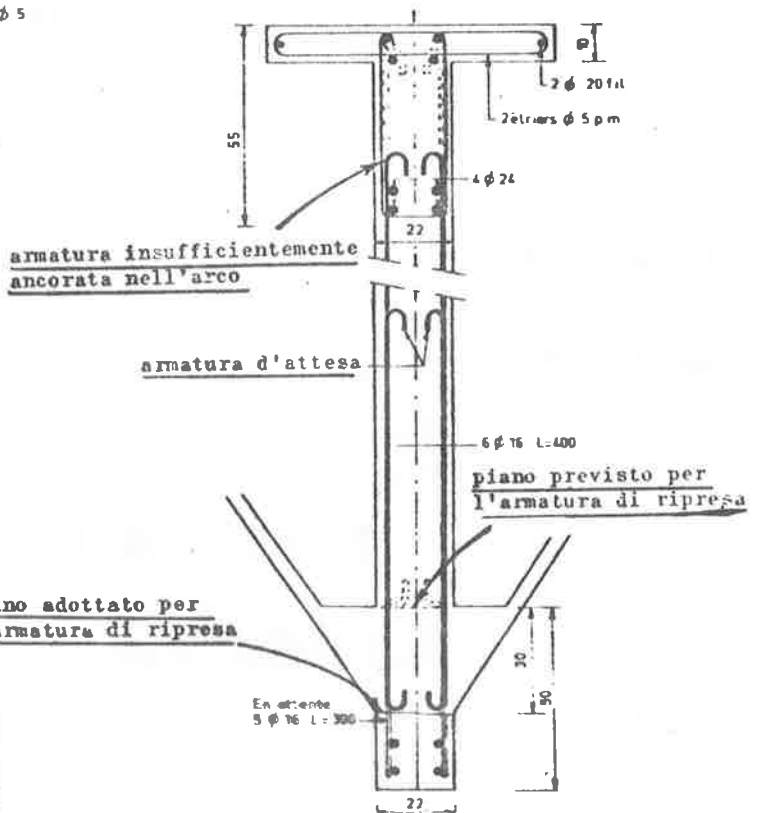
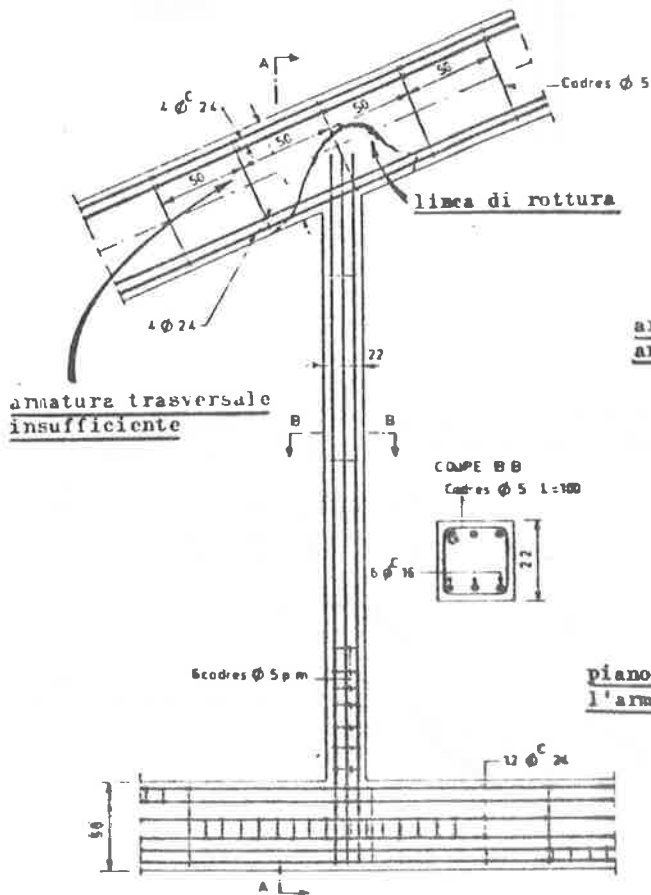
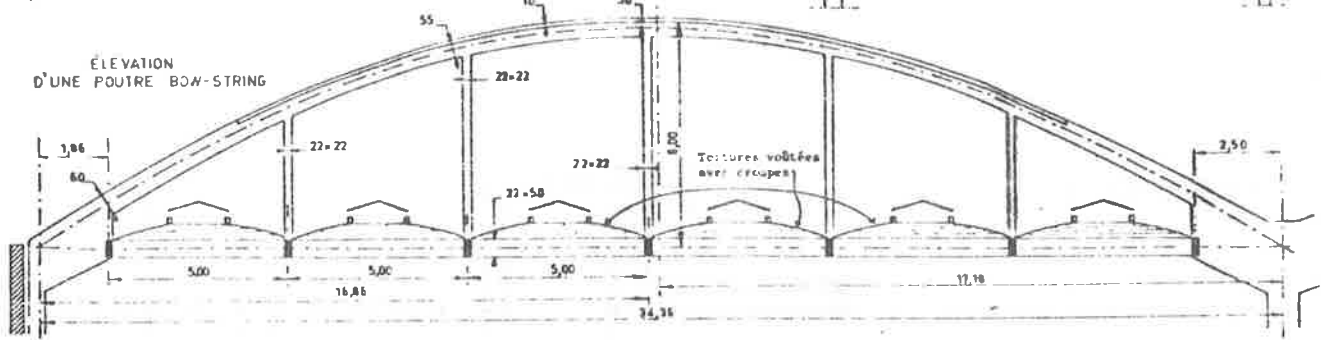
1. ESEMPI DI ERRORI

ESEMPIO 4

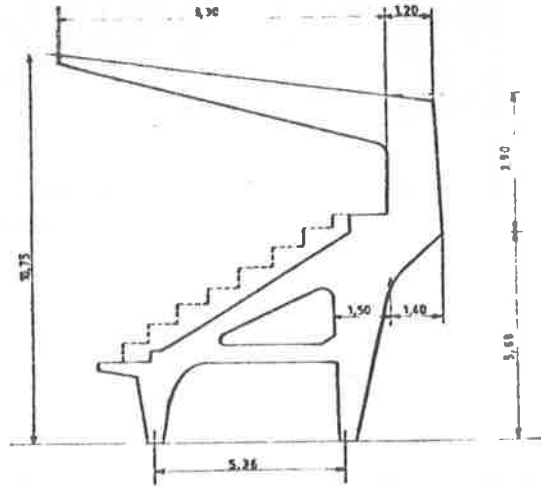
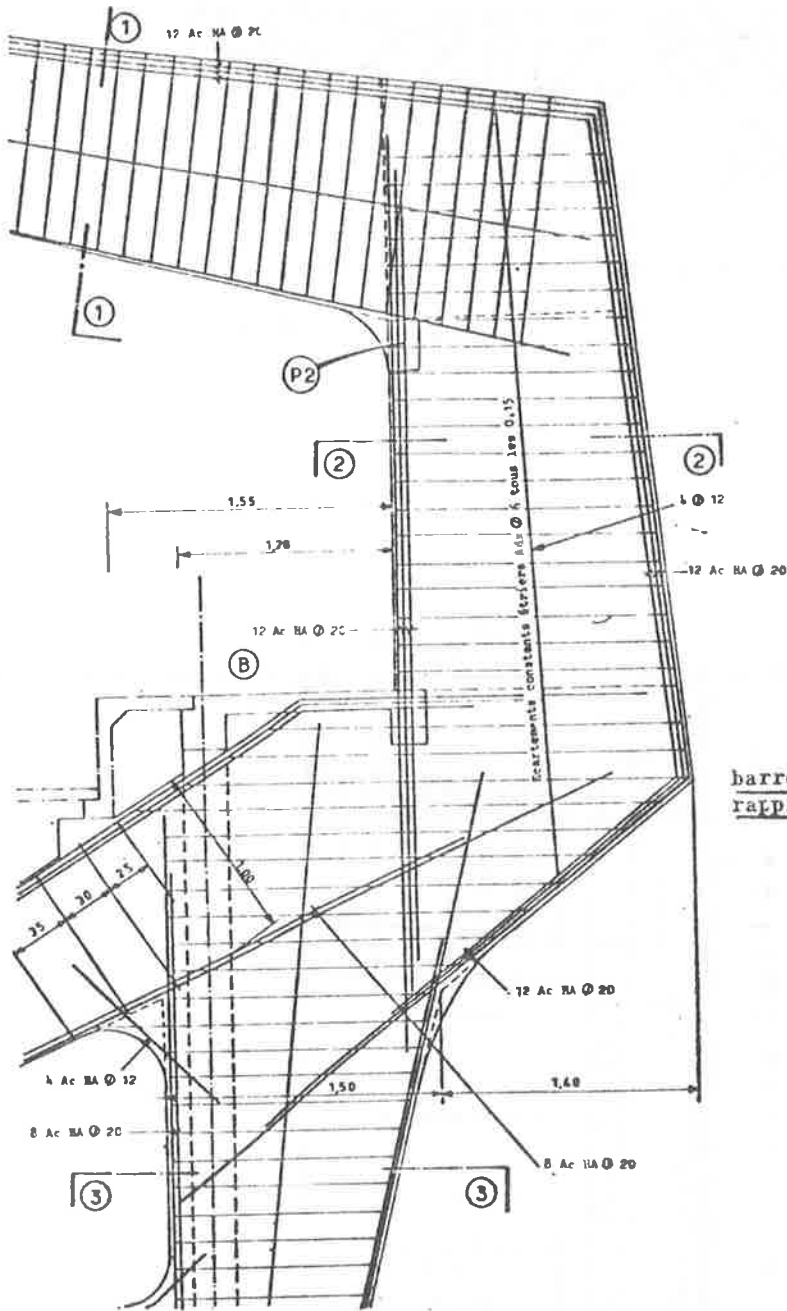


- LEGENDE
- 2001 A Partie effondrée la première Surface 1704 m²
 - 2001 B Partie effondrée 3 heures après la précédente Surface 1250 m²
 - 2001 C Partie dont la chute a été évitée par des étais sautages
 - 2001 E Partie en cours d'effondrement
 - 2001 D Partie paraissant intacte mais déformée latéralement dans sa moitié droite

PLAN DU BATIMENT

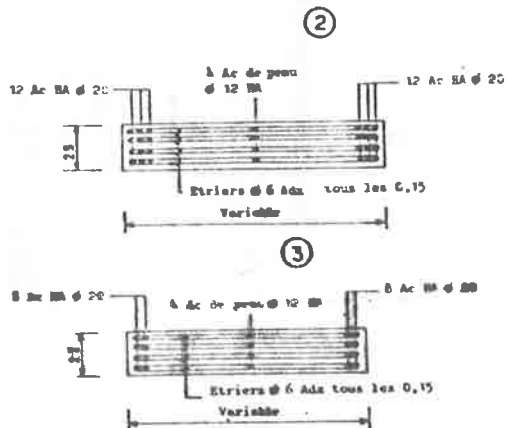
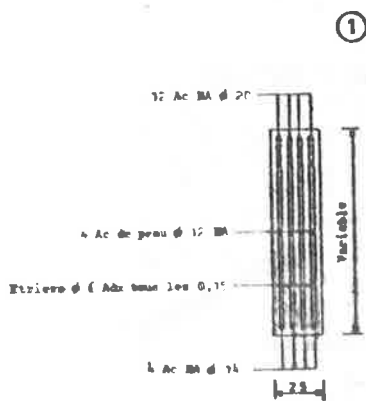


ESEMPIO 7



barre disegnate senza rappresentare la curvatura

staffe disposte a strati senza collegamento trasversale



2. DISPOSIZIONI GENERALI

SCOPO DELLE ARMATURE

- RESISTERE ALLE TENSIONI INTERNE DI TRAZIONE, TRASCURANDO IL CLS. CIRCOSTANTE TESO.
- CONTENERE L'AMPIEZZA DELLE FESSURE ENTRO CERTI VALORI, IN CONDIZIONI DI SERVIZIO.
- COLLABORARE EVENTUALMENTE ALLA RESISTENZA A COMPRESSIONE (ATTENZIONE: IL CLS. È PIÙ ADATTO AD ASSOLVERE A TALE FUNZIONE, L'ARMATURA IN COMPRESSIONE INDUCE FRAGILITÀ).
- CONTENERE LE BARRE COMPRESSE RISPETTO A MOVIMENTI LATERALI, PREVENENDO SBANDAMENTI.
- EVITARE IL DISTACCO DEL CLS. PER SPINTE A VUOTO.
- FORNIRE CONFINAMENTO NELLE ZONE DI ELEVATE TENSIONI INTERNE DI COMPRESSIONE
- COSTITUIRE SUPPORTO TEMPORANEO ALLA GABBIA D'ARMATURA

PREMESSA SULLO STATO TENSIONALE INTERNO

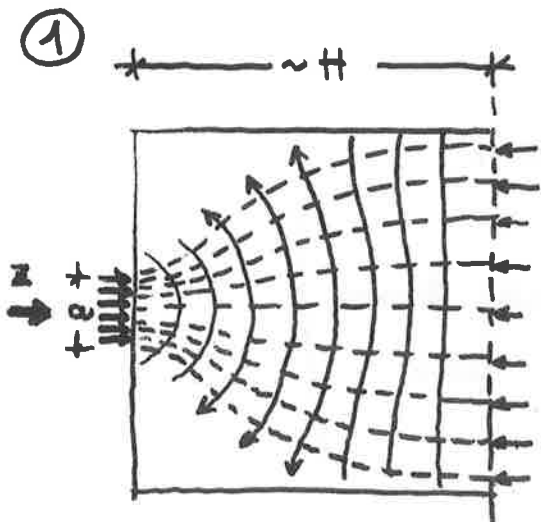
12

FASE NON FESSURATA (teoria solidi omogenei, isotropi, elastici):

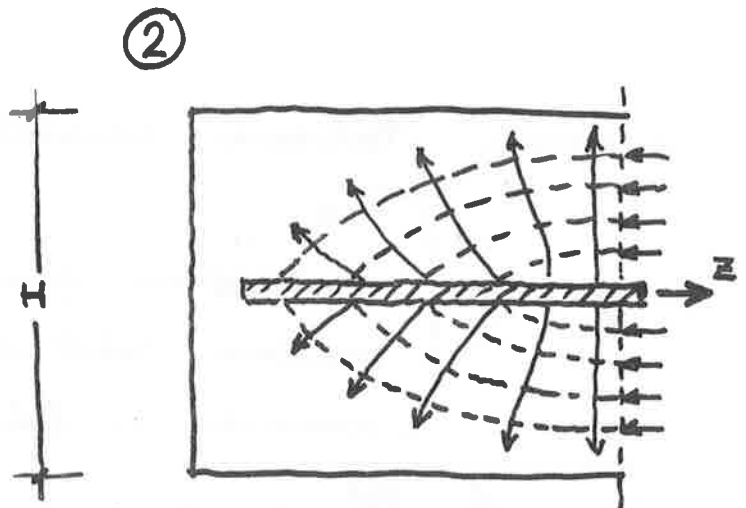
- analisi teorica: funzione tensioni, diff. finite, elem. finiti
 - analisi sperimentale: metodi estensim., fotoelasticità
- armature disposte secondo le isostatiche

FASE FESSURATA

- analisi sperimentale di complete interpretazione
- armature disposte in relazione al modello di rottura previsto

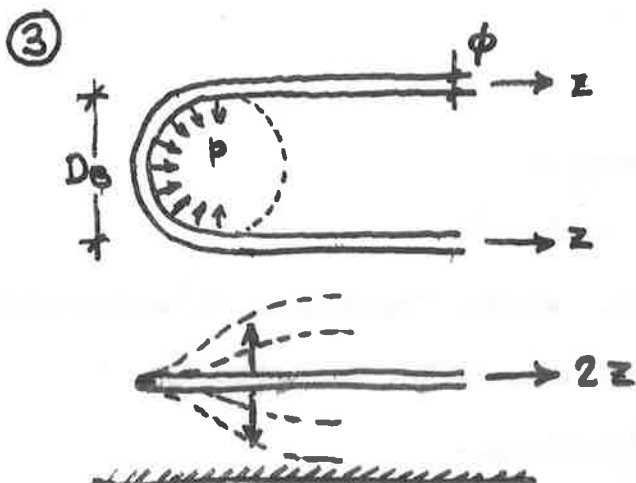


$$Y = f(a/H) \approx 0.15 \div 0.25 Z$$



$$Y \approx 0.25 Z$$

Y risultante delle tensioni di trazione



$$P = \frac{2Z}{D_0 \cdot \phi}$$

$$Y \approx 0.25 (2Z)$$

(a) SCORRIMENTO ACCIAIO - CLS.

fattori che influenzano l'aderenza:

- R'_{bk}
- ϕ
- σ_a
- caratteristiche geom. della barra
- estensione della zona d'ancoraggio
- stato tensionale circostante
- spessore ricoprimento
- presenza di altre armature
- posizione relative al getto
- fenomeni di fatica
- azioni dinamiche

Le Norme Italiane considerano:

$$\bar{\tau}_d = f \left(\begin{array}{l} R'_{bk} \\ \text{caratteristiche geom. della barra} \\ \text{posizione relative al getto} \\ \text{fenomeni di fatica} \end{array} \right)$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\bar{\tau}_d} \quad (\text{Buice})$$

C.E.B.:

$$l_b = \alpha \cdot \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$$

α tipo di ancoraggio

f_{yd} tensione di calcolo

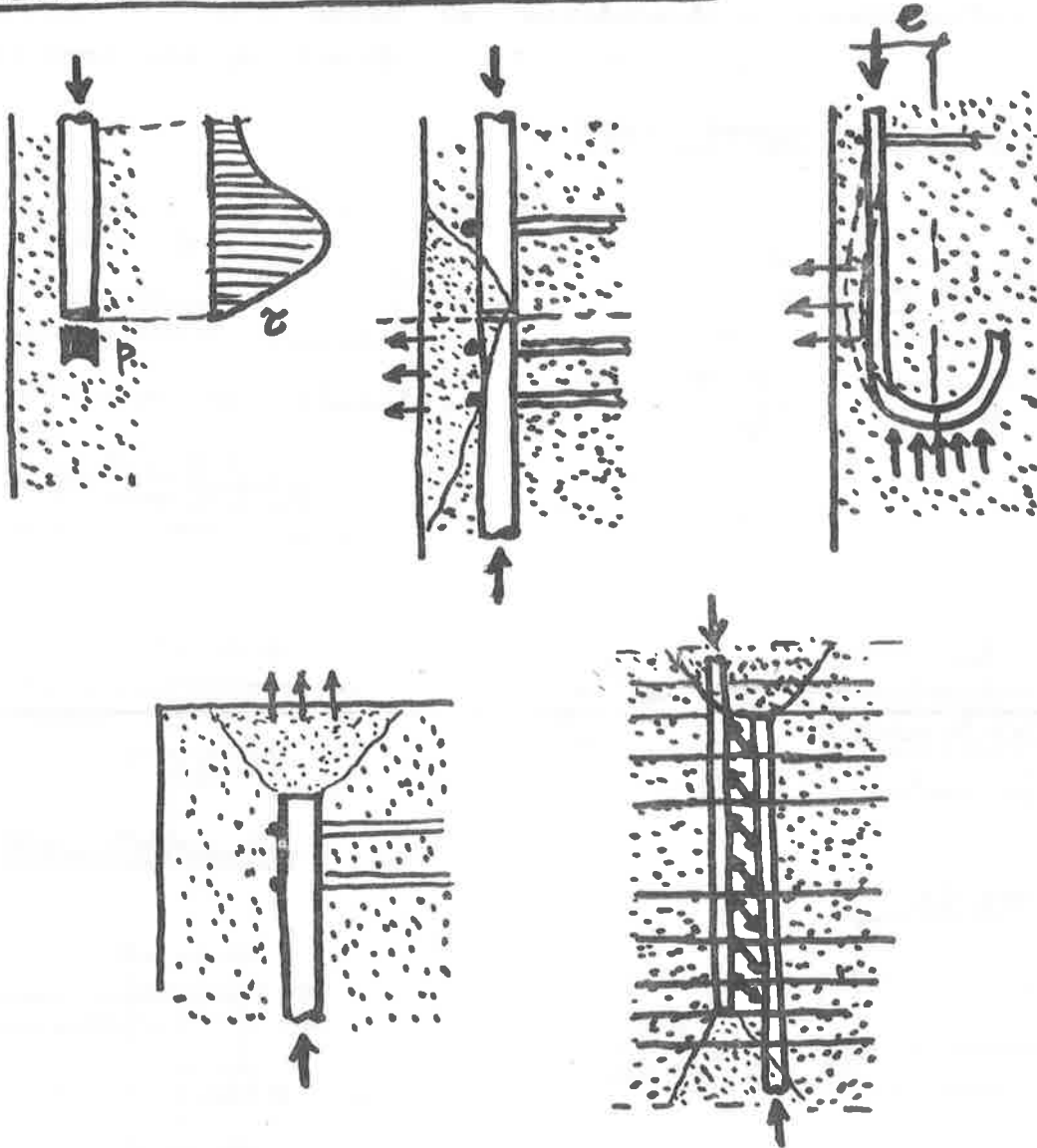
f_{bd} valore limite della tensione d'aderenza

$A_{s,cal}$ sezione strettamente necessaria

$A_{s,ef}$ " effettiva

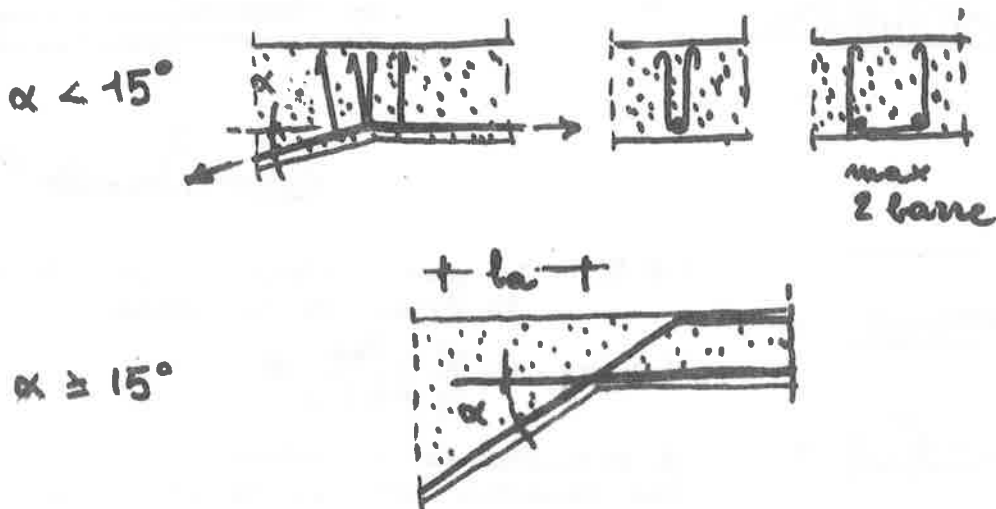
segue : ROTTURA C.S. TESO E SPINTE A VUOTO

● INTERRUZIONE DI BARRE COMPRESSE



meglio girare l'incastro

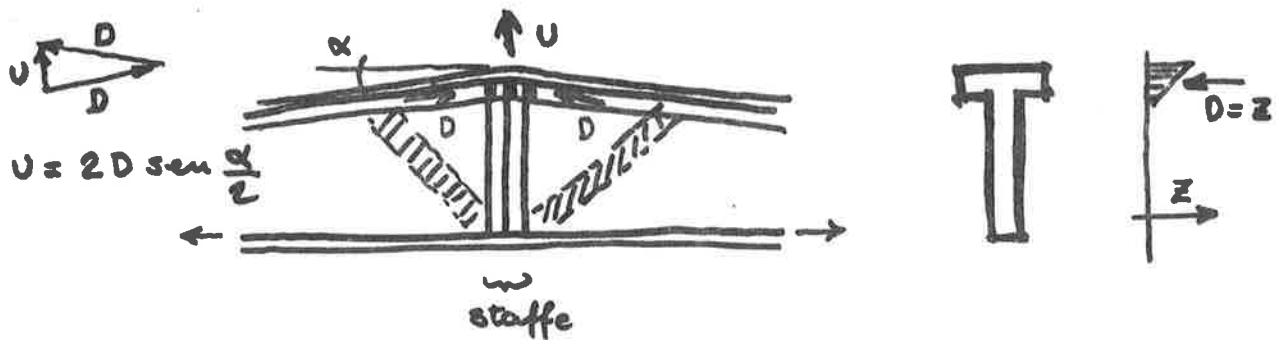
● DEVIABIONE DI BARRE TESI



segue : ROTTURA CLS. TESO E SPINTE A VUOTO

52

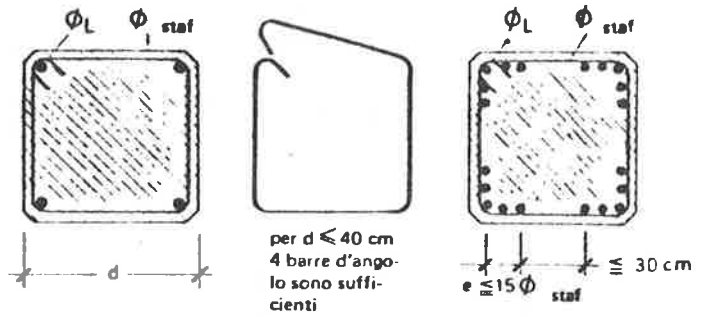
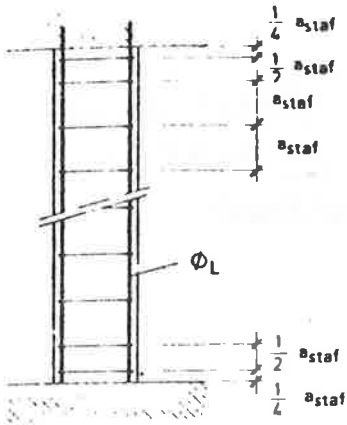
• DEVIAZIONE DI CORRENTI COMPRESSI



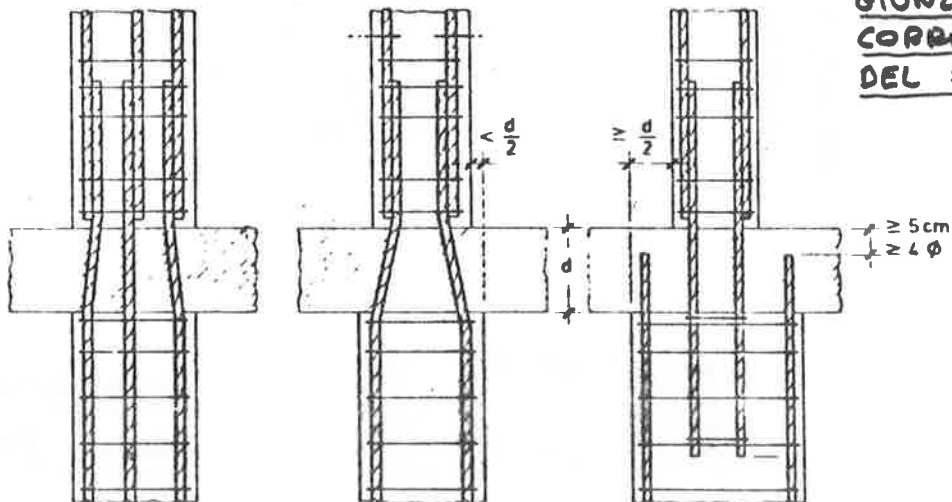
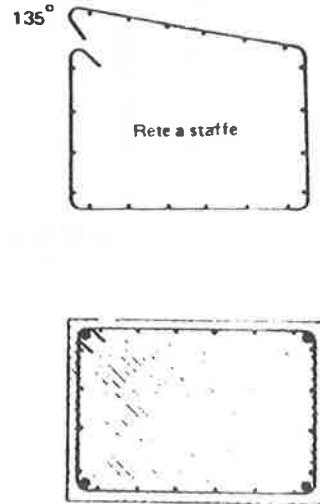
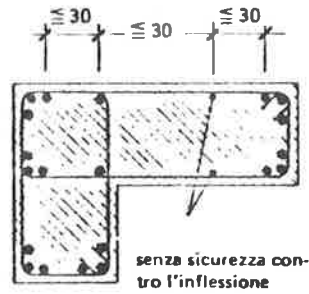
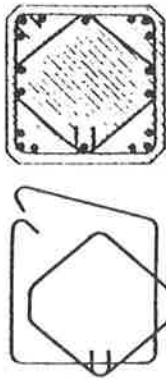
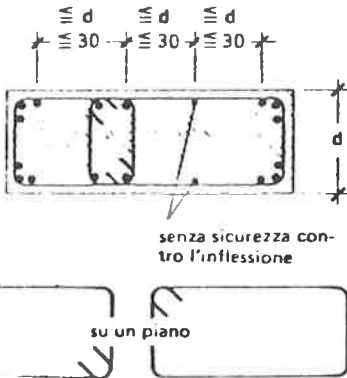
segue : DISPOSIZIONI DI CARATTERE GENERALE

- ③ ROTTURA CLS. COMPRESSO DA BARRE TESE CURVE
salvo casi eccezionali, soddisfatto per ⑥
- ④ TENSIONI RESIDUE NELL'ACCIAIO PER LAVORAZIONE A FREDDO
salvo fenomeni di fatica, soddisfatto per ⑥

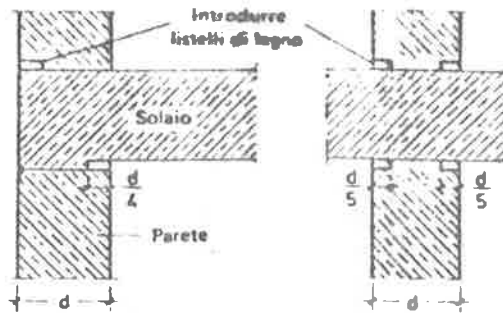
3. ELEMENTI STRUTTURALI



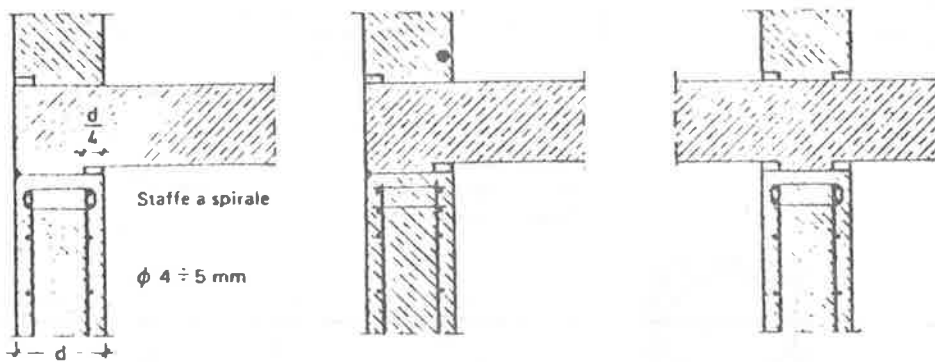
ESEMPI DI STAFFE



GIUNZIONI IN CORRISPONDENZA DEL SOLAIO

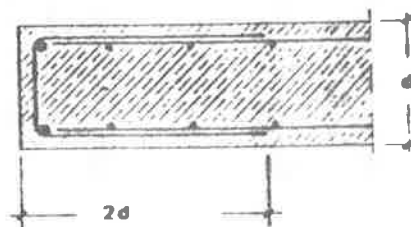
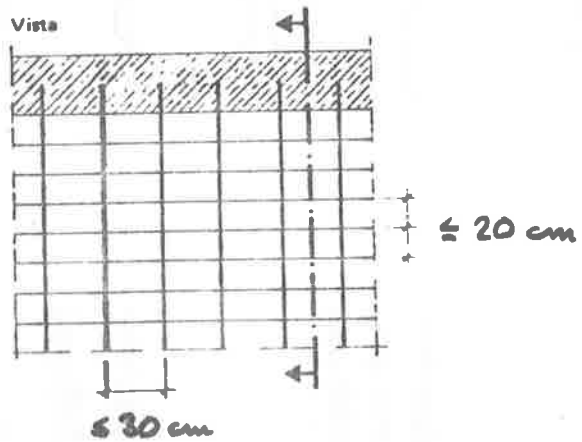


DISPOSITIVI PER CENTRARE IL CARICO

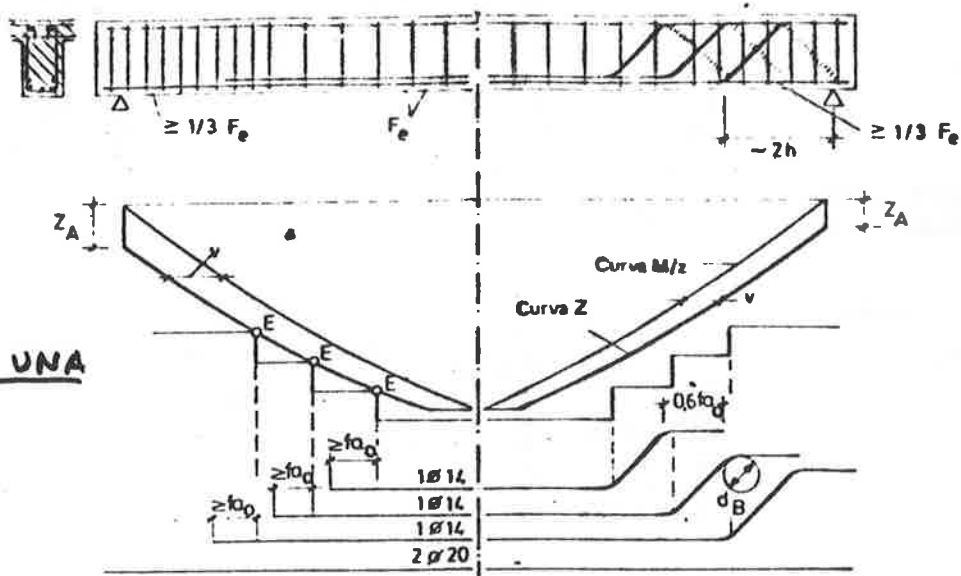


CORDOLI ARMATI DI DISTRIBUZIONE

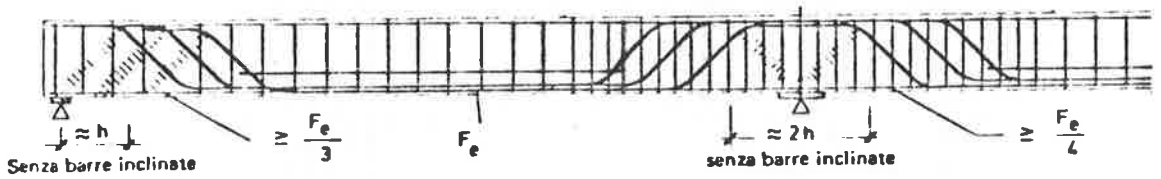
ARMATURA DI PARETE



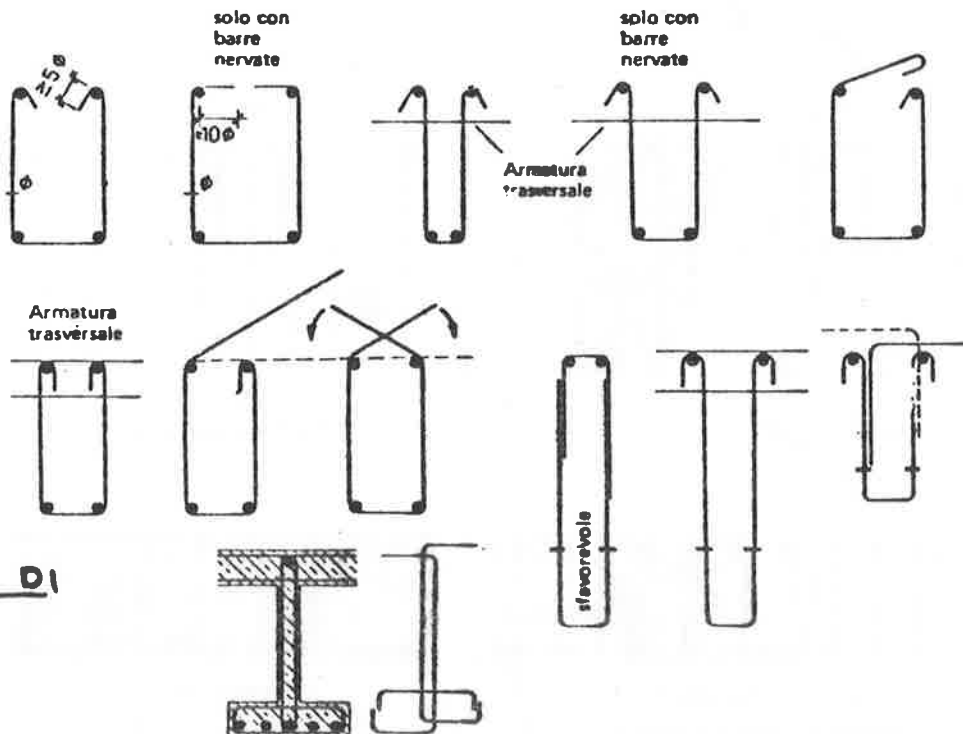
ESTREMITA' DELLA PARETE



TRAVE A UNA CAMPATA



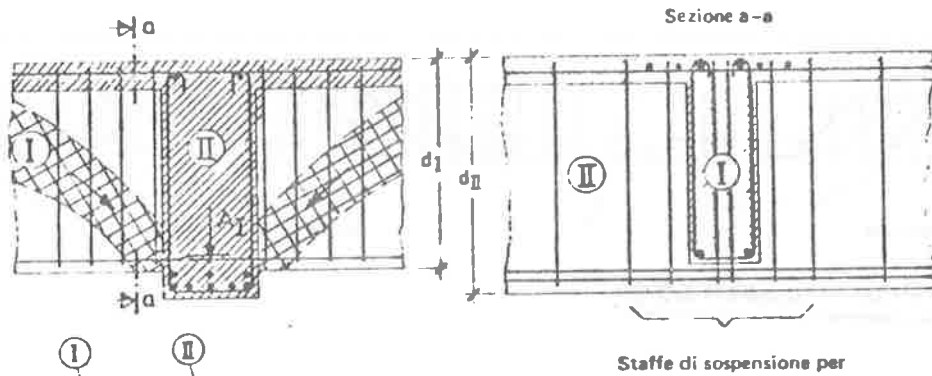
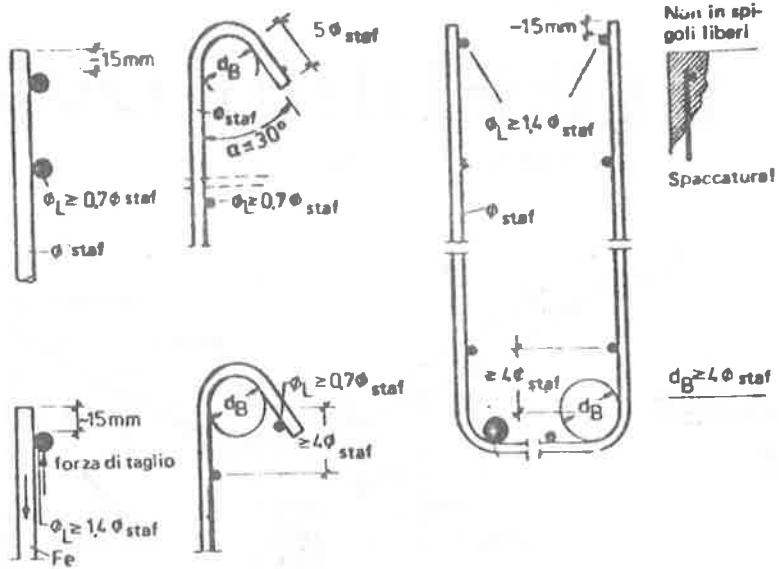
TRAVE A PIÙ CAMPATE



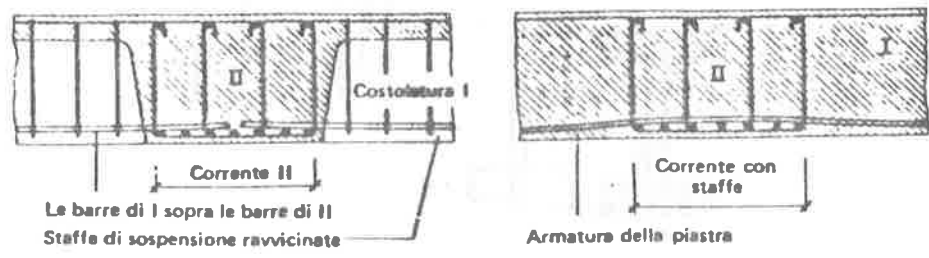
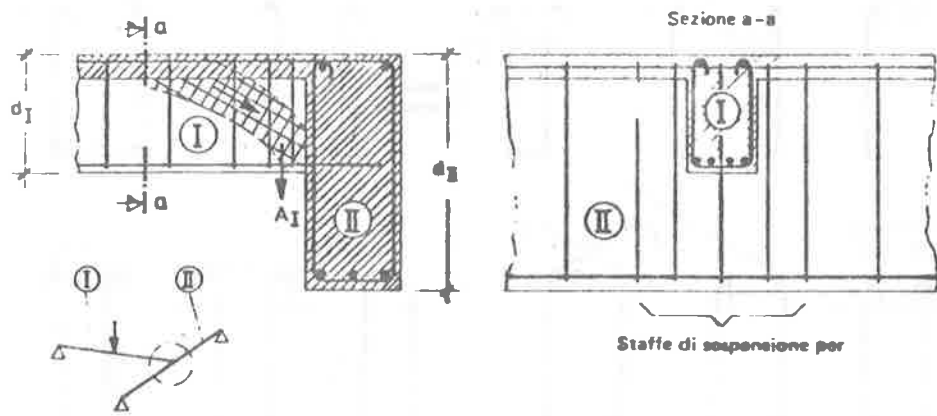
ESEMPI DI STAFFE

ANCORAGGIO DI RETI

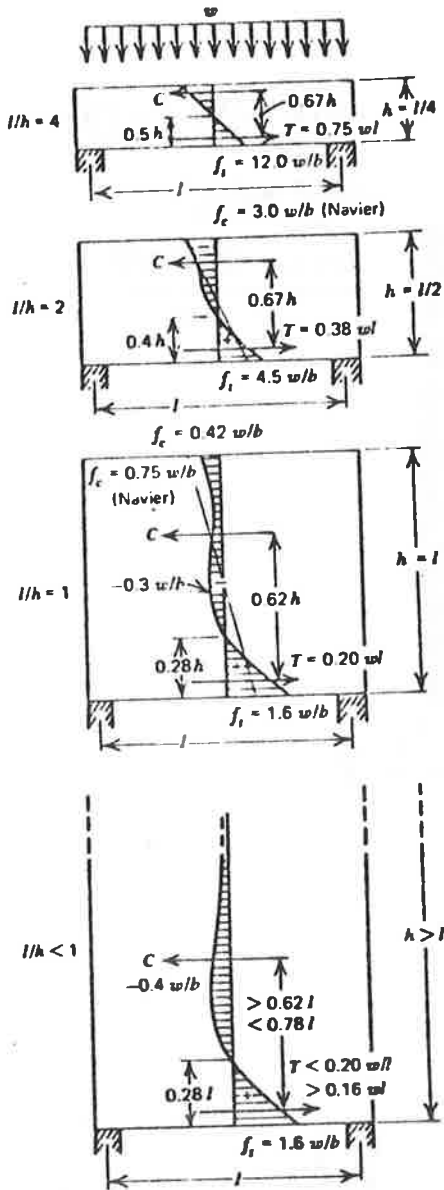
- ancoraggio per mezzo delle barre orizzontali
- distanza nodo-piegatura



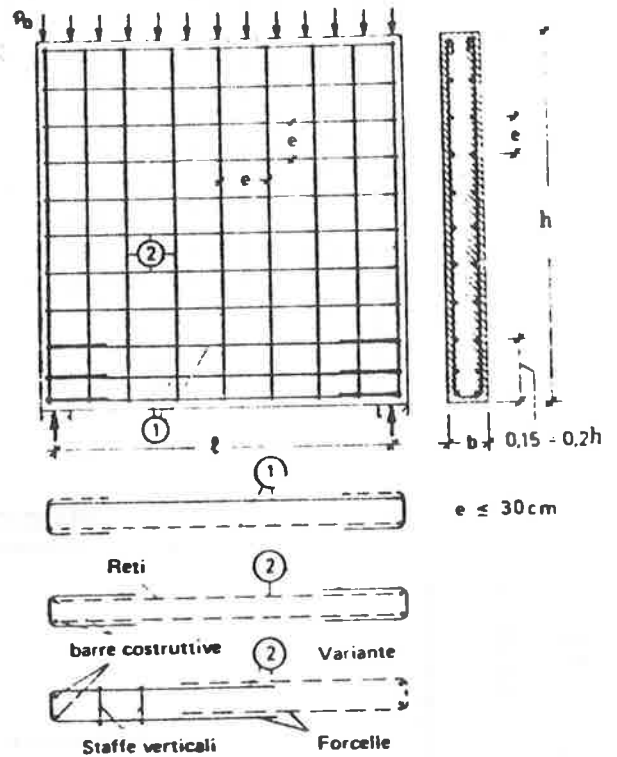
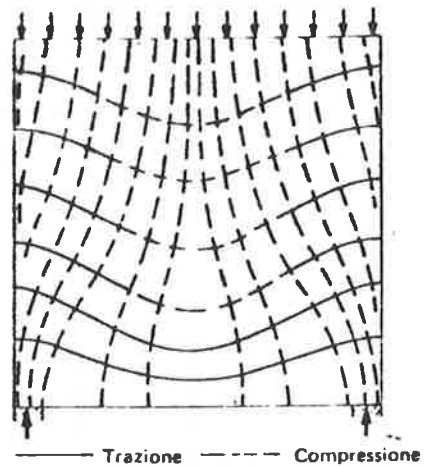
APPOGGI INDIRETTI

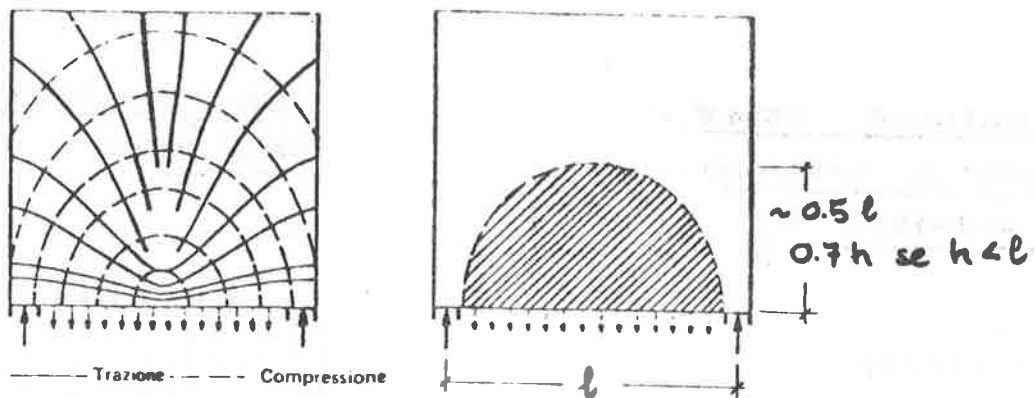


DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI AL VARIARE DEL RAPPORTO h/l

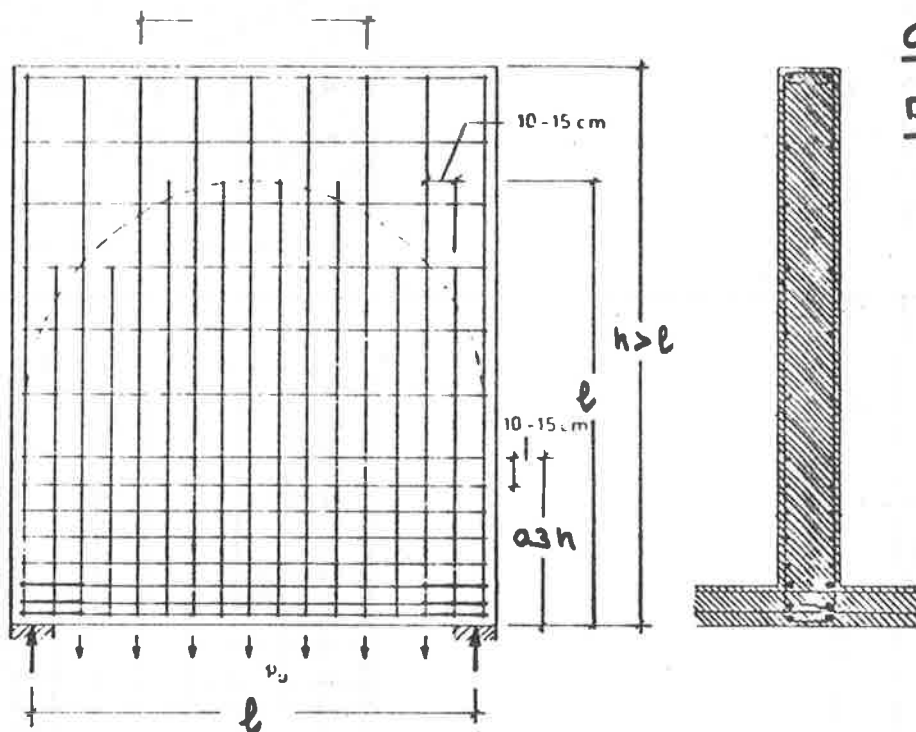


UNA CAMPATA CARICATA DALL'ALTO

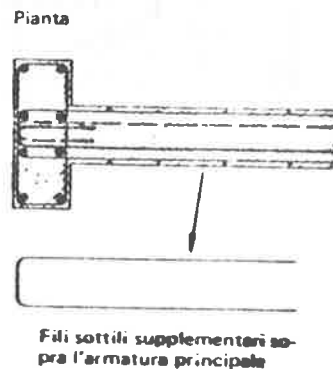
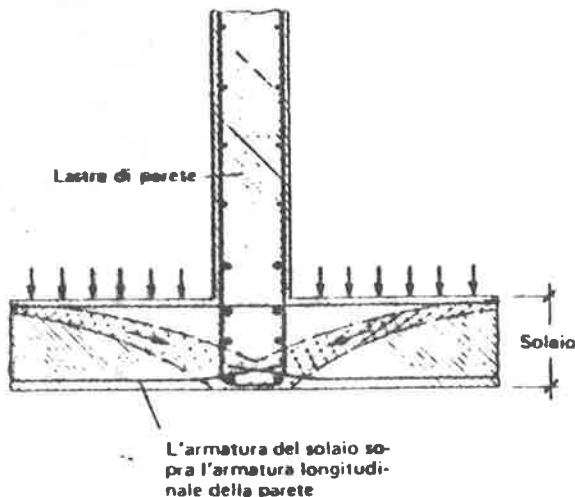
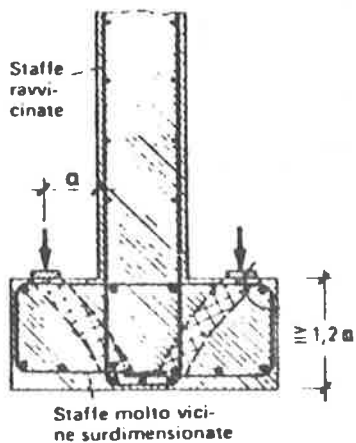


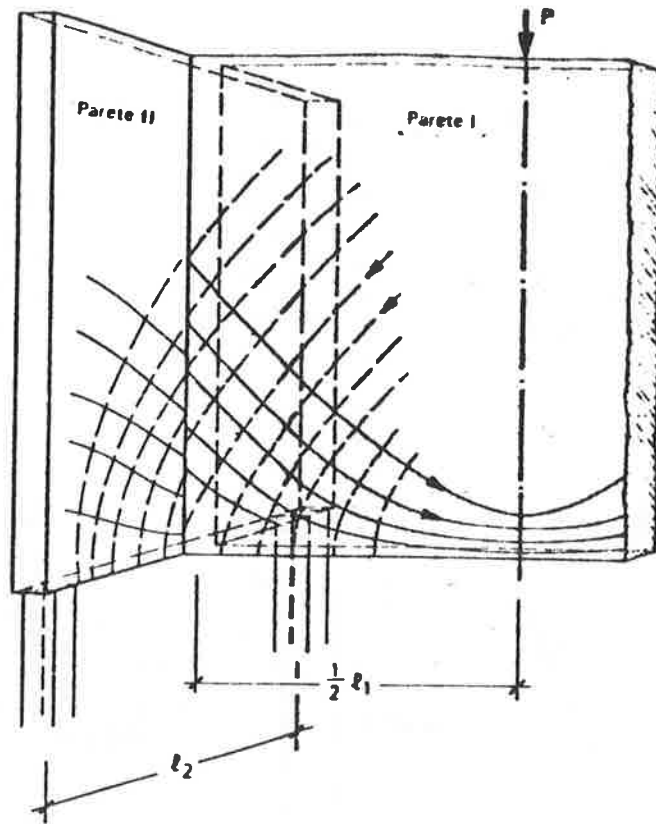


UNA CAMPATA
CARICATA
DAL BASSO



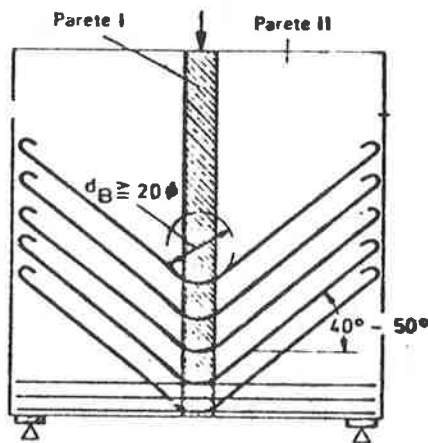
PARTICOLARI





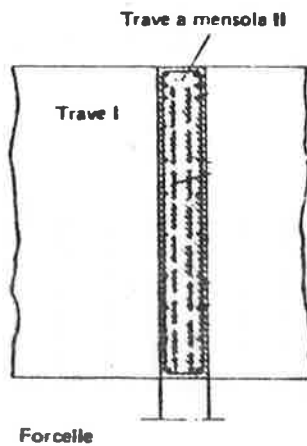
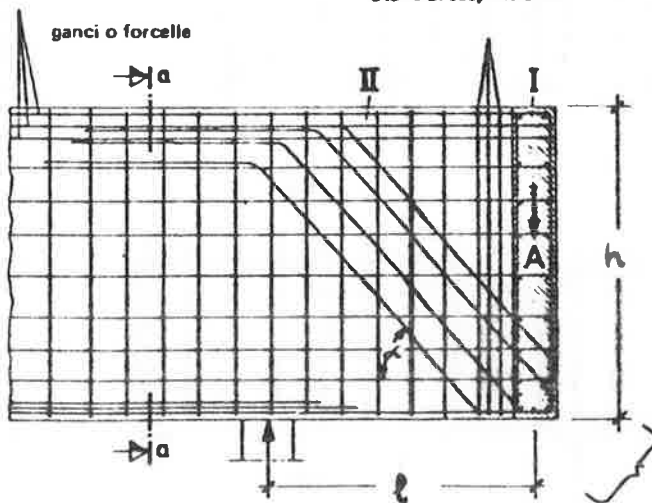
--- Traiettorie di compressione
 — Traiettorie di trazione

APPOGGI
INDIRETTI

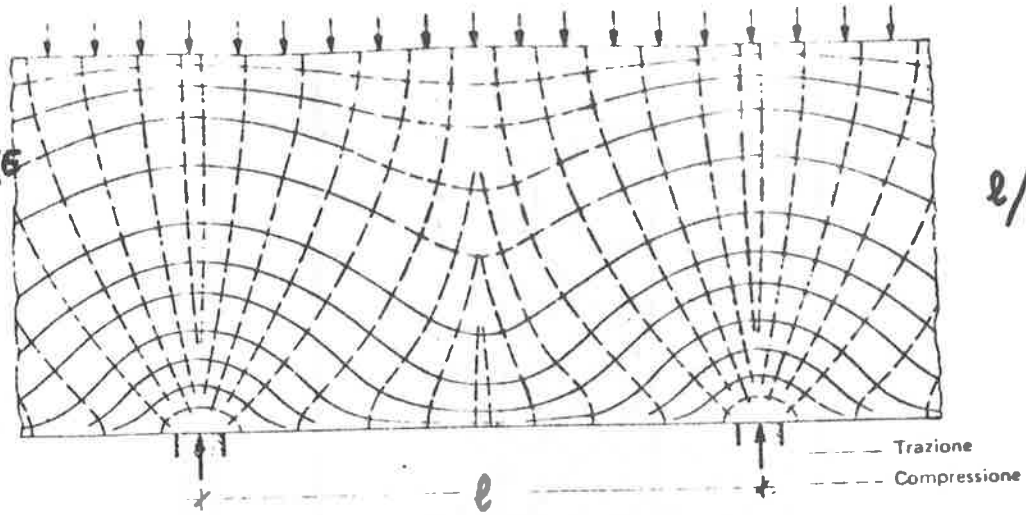


Staffe di sospensione

Sezione a-a

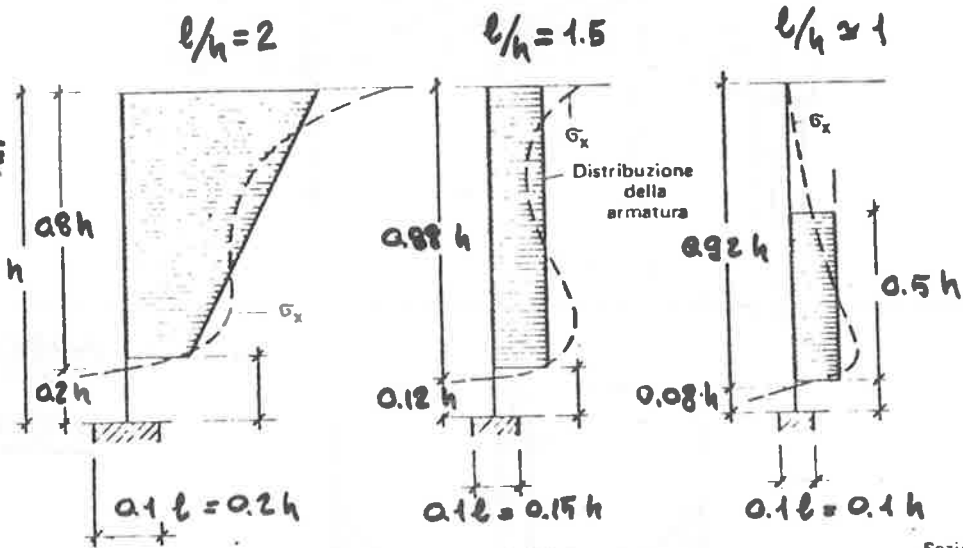


PIÙ CAMPATE
CARICATE
DALL'ALTO

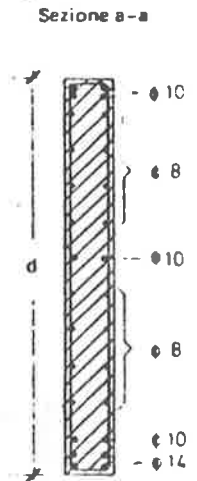
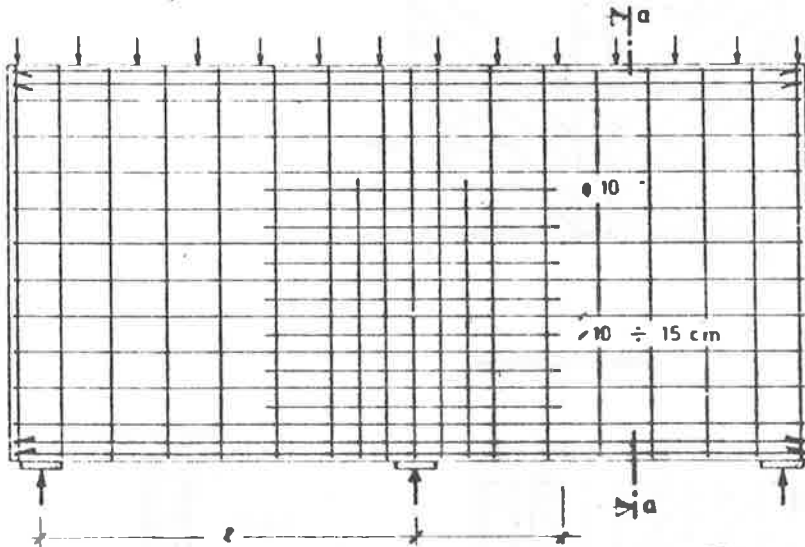


$l/h = 1.5$

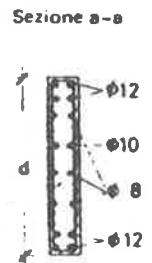
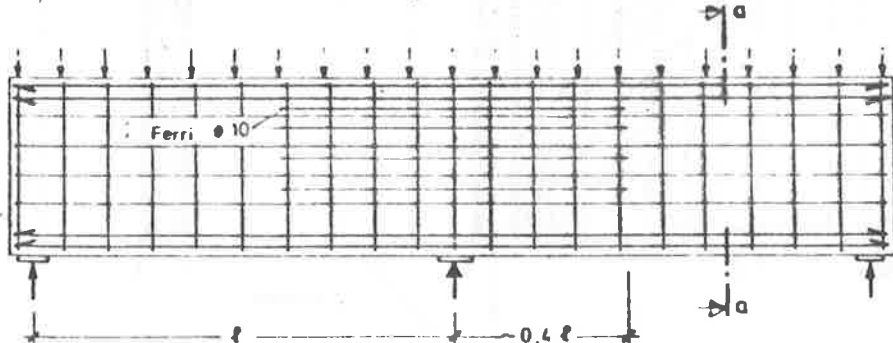
DISTRIBUZIONE
DELLE TENS.
SULL'APP.



$l/h = 1$



$l/h = 2.5$



4. NORME TECNICHE LEGGE 1086

DISPOSIZIONI DI CARATTERE GENERALE

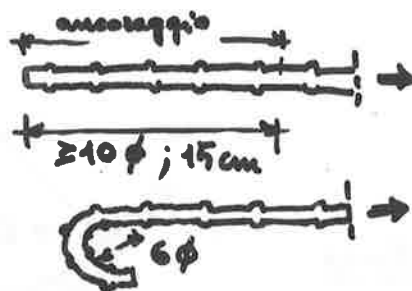
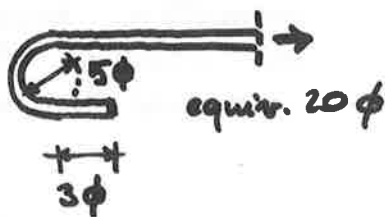
(da par. 5.3.3. Ancoraggio delle barre)

ADERENZA : fattori considerati dalle norme

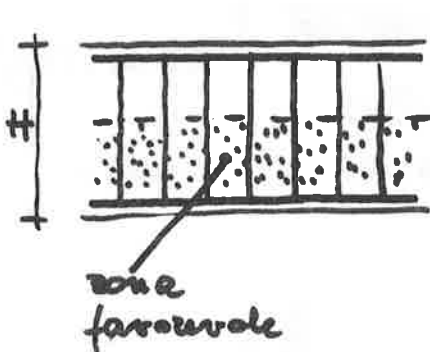
= $R'_{bk} \quad \bar{\tau}_b = f(\bar{\tau}_{ca}) = f(R'_{bk})$

= caratteristiche geometriche della barra

$\bar{\tau}_b = 1.5 \bar{\tau}_{ca}$ barre lisce
 $\bar{\tau}_b = 3.0 \bar{\tau}_{ca}$ " a.m.



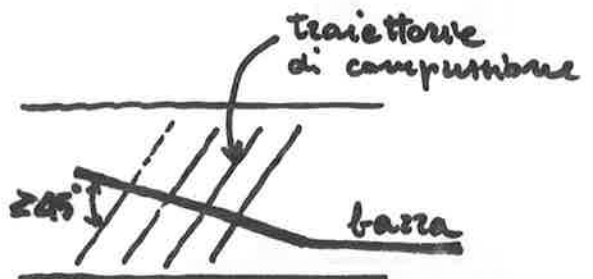
= posizione relativa al getto



$\geq 30 \text{ cm}$ (• sup. superiore
 • ripresa di getto)

$\geq H/2$

} allontanate dal limbo fess.



= fenomeni di fatica

" Particolari cautelati

DISPOSIZIONI DI CARATTERE GENERALE

(Da cap. 6 - Norme di esecuzione)

- giunzioni in zona tesa (opportunamente saldate)



saldatura



manicotto
filettato



sovrapposizione

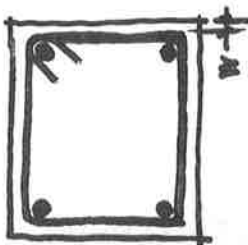
$\leq 6\phi$
interferzo

(-garanzia ancoraggio
di alcuna barra
- no nei tiranti)



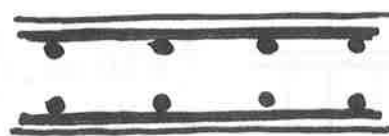
- piegature

- copriferzo e interferzo



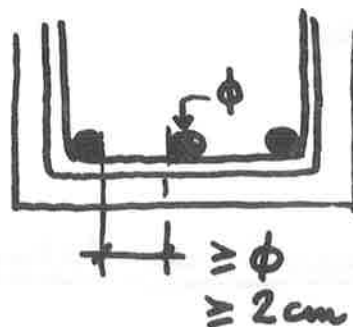
$\geq 2\text{cm}$ (4cm)

TRAVI,
PILASTRI



$\geq 0.8\text{cm}$ (2cm)

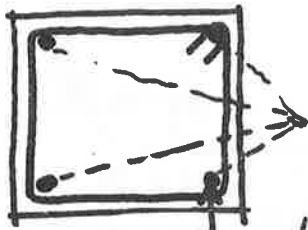
SOLETTE, SETTI, PARETI



ELEMENTI SNELLI - PILASTRI, PARETI

(da cap. 5 - Regole pratiche di progettazione)

PILASTRI

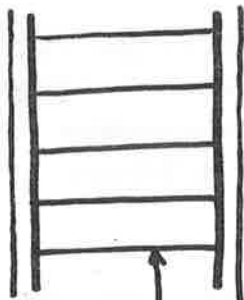


$A \geq 0.8 B$ *stutt. necessaria*

$0.38 B \leq A \leq 6 B$ (10% giuntioni per ricoprimento)

$\phi_e \geq 12 \text{ mm (10 mm)}$

minimo 4 ferri nei pilastri rett. e quadrati
6 " " " circolari

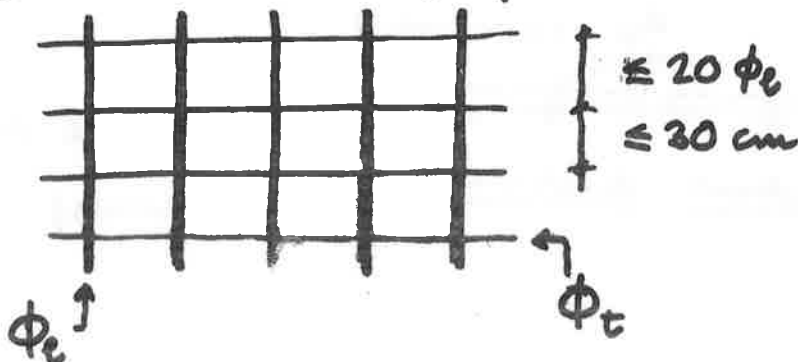
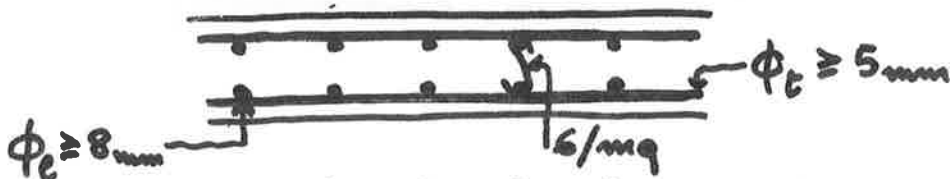


$\leq 15 \phi_e$
 $\leq 25 \text{ cm}$

$\phi_s \geq 6 \text{ mm (5 mm)}$
 $\geq \frac{1}{4} \phi_e$

SETTI, PARETI

se la compressione media $\sigma \leq \frac{1}{2} [0.7(1-0.03(25-s))] \bar{\sigma}_c$
è limitata:

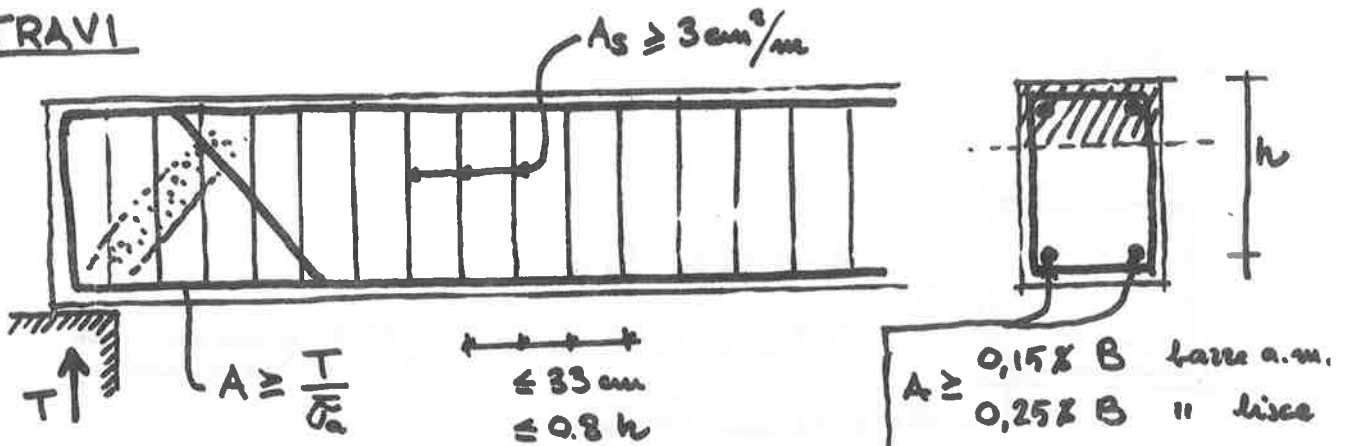


$\leq 20 \phi_e$
 $\leq 30 \text{ cm}$

ELEMENTI SNELLI - TRAVI, SOLETTE

(da cap. 5. Regole pratiche di progettazione)

TRAVI



in presenza di torsione

stafette con sez. complessiva a.m.

$\geq 0,15 b \text{ cm}^2$ a.m.

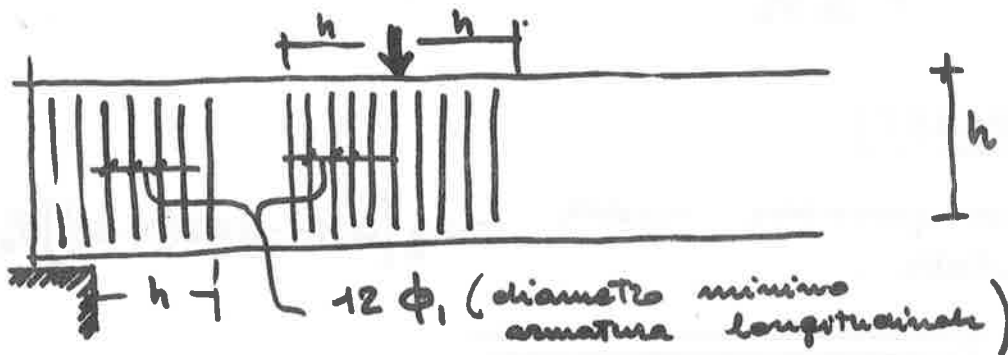
$\geq 0,25 b$ " lisce

(b spessore minimo armata in cm.)

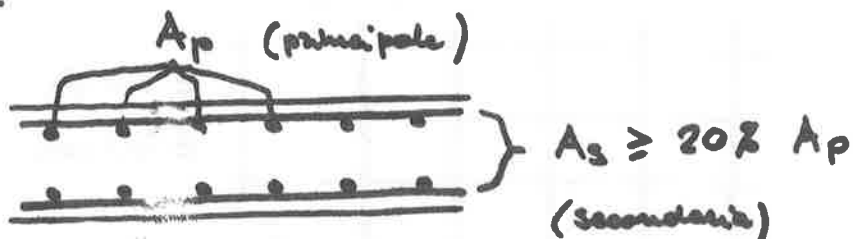
stafette con passo $\leq \frac{1}{8}$ lunghezza linea media sez. anulare $\leq 20 \text{ cm}$.

in presenza di torsione

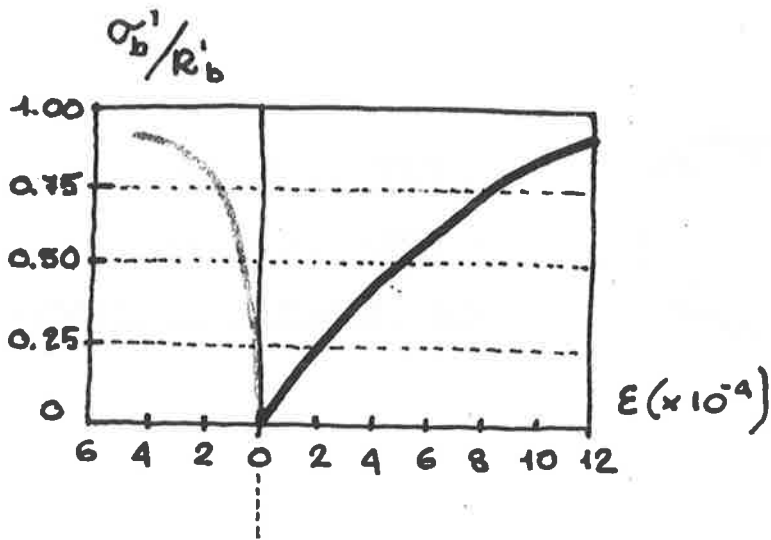
1 barra a spigolo e comunque interass. $se \leq 35 \text{ cm}$



SOLETTE



5. DISPOSIZIONI PARTICOLARI PER LE ZONE SISMICHE



— DEFORMAZIONI LONGITUDINALI
 - - - DEFORMAZIONI TRASVERSALI

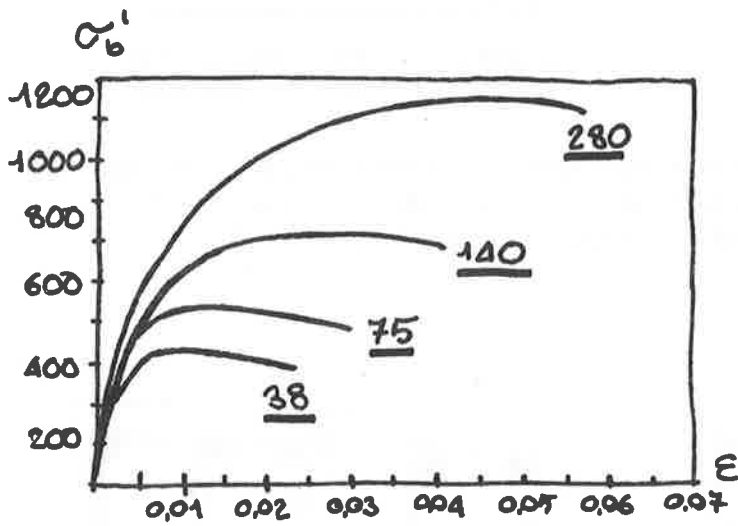


DIAGRAMMA σ - E
 FUNZIONE DELLA
PRESSIONE DEL
 FLUIDO DI
 CONFINAMENTO
 (PER CUS. $R'_b = 250$)

RICHARD, BRANDTBAEG, BROWN :

$$R'_{b,c} = R'_b + 4,1q$$

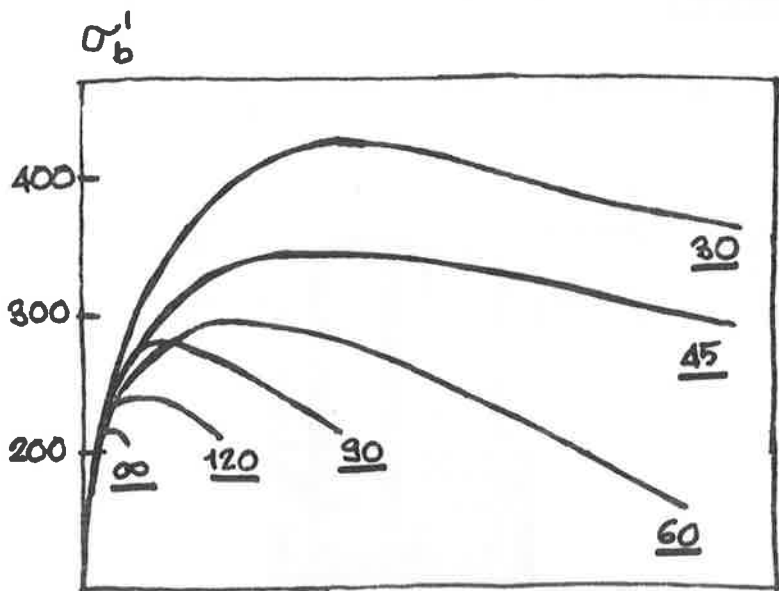
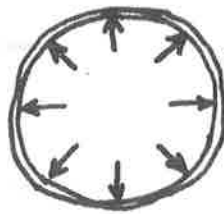
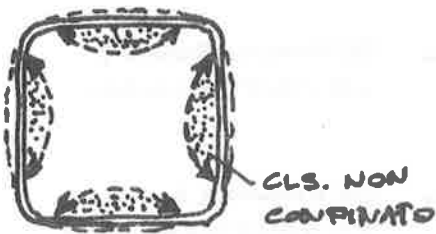
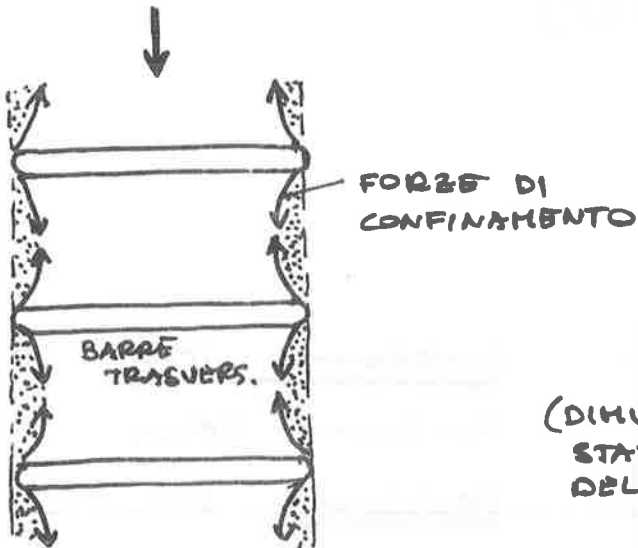


DIAGRAMMA σ - E
 FUNZIONE DEL
PASSO DELLA
 SPIRALE DI
 CONFINAMENTO
 (PROVINO CILINDRICO
 CERCHIATO CON SPIRALI)
 E (PASSO IN MM.)

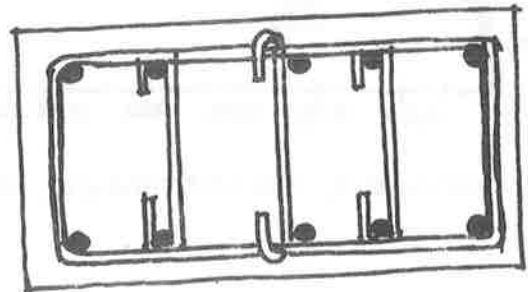
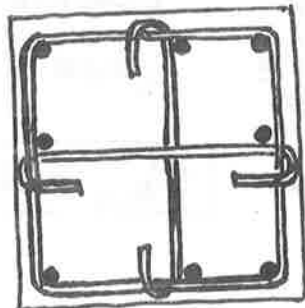
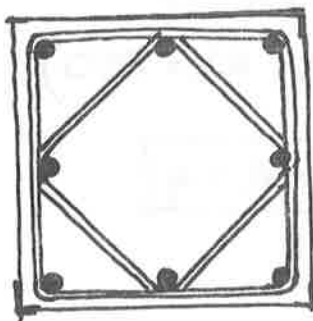


DIFFERENZA DI
COMPORTAMENTO
TRA STAFFE E SPIRALI

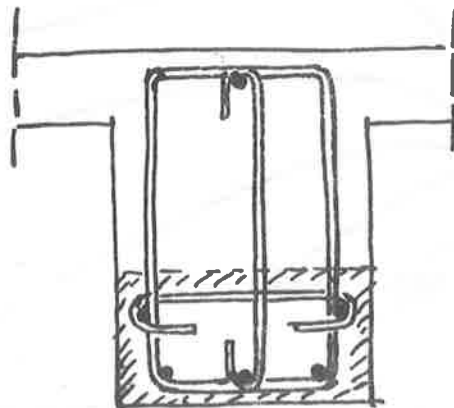
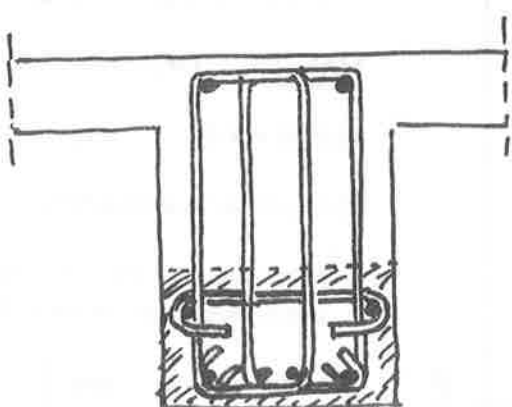


CLS. CONFINATO
ALL'INTERNO DEGLI
ARCHI DI SCARICO

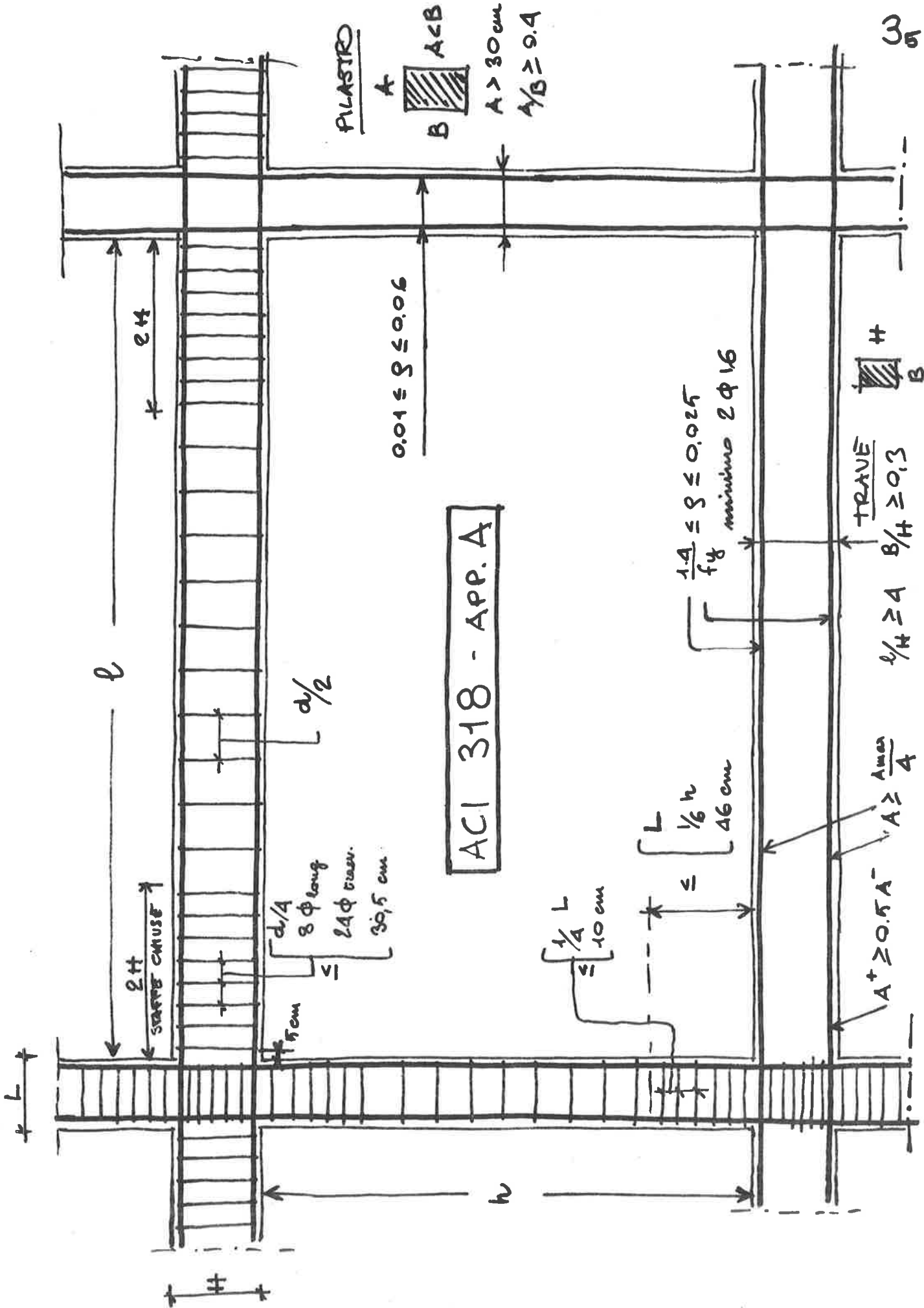
(DIMINUENDO L'INTERASSE DELLE STAFFE AUMENTA IL VOLUME DEL CLS. CONFINATO)



PILASTRI : ESEMPI DI CONF.



TRAVI : ESEMPI DI CONF.

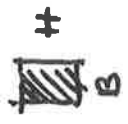


ACI 318 - APP. A

PLASTRO
 $A < B$
 $A > 30 \text{ cm}$
 $A/B \geq 0.4$

$0.01 \leq \rho \leq 0.06$

$\frac{1.4}{f_y} \leq \rho \leq 0.025$
 minimum $2 \phi 16$



TRAVERE
 $B/H \geq 0.3$
 $l/H \geq 4$

$A \geq \frac{A_{max}}{4}$

$A^+ \geq 0.5 A^-$

STRUTTURE MARINE IN C.A. E C.A.P.

Argomento trattato dal Prof.

MARIO CAIRONI

STRUTTURE MARINE IN C.A. E C.A.P.

-STRUTTURE FLOTTANTI-

1 - Cenni storici

L'uso del calcestruzzo con pozzolana per opere subacquee si fa risalire al tempo dei Romani, come dimostrano le opere portuali rinvenute.

Al 1756 si fa risalire l'uso del calcestruzzo nella costruzione di un faro ad Eddysron (Inghilterra).

Nel 1848 furono costruite le prime barche in c.a. ad opera di un certo Lambot; una di queste è ancora in funzione come curiosità tecnica.

Varie applicazioni del c.a. nelle strutture marine si ebbero a partire dal 1900; recenti controlli su di esse hanno confermato la resistenza a lungo termine del c.a.

Durante la prima e la seconda guerra mondiale furono costruite circa un centinaio di navi da trasporto in c.a.

- (1) In alcuni casi fu usato anche calcestruzzo alleggerito in argilla espansa (nave Selma 1921 arrenata a Galveston). A parte il risparmio di acciaio sotto forma di lamiera, queste navi non risultavano economiche in quanto costruite secondo i concetti statici delle navi in acciaio, con struttura in telaiata che comportava un eccesso di mano d'opera, di armatura e di peso. Importante in Italia il contributo di P.L. Nervi nel campo delle strutture in ferrocemento.
- Nel più recente 1950 nelle Filippine è stato costruito un

certo numero di chiatte in cemento armato precompresso , motorizzate per trasporti oceanici, tuttora in servizio. Si è constatato il basso costo di manutenzione e le ottime prestazioni.

L'adozione della precompressione si è rilevato un elemento decisivo per il buon comportamento delle chiatte sotto i carichi ciclici durante la navigazione.

Fig. Nel 1960 furono costruite diverse torri-faro in Scandinavia, Irlanda, Inghilterra, Germania e Canada. Esse venivano costruite come cassoni galleggianti, rimorchiate e posate a contatto del fondo. In alcuni casi esse furono assicurate al fondo marino con cavi post-tesi, che primevano assialmente il fusto della torre-faro. La tecnica dei cassoni galleggianti era stata peraltro già sperimentata in Italia con successo, nella costruzione delle dighe frangiflutti, con dimensioni ragguardevoli, come nel caso della diga frangiflutti del porto di Genova.

Nel 1973 fu posato il cassone della Ekofisk di circa 86.000 mc, ad una profondità di circa 70 m. d'acqua un centinaio di chilometri dalle coste norvegesi. Da questa data in poi si è avuto, come riflesso della crisi energetica, un enorme interesse per le strutture marine in c.a.p. non solo nei mari del Nord, ma anche per terminali fissi o galleggianti fuori costa.

Attualmente (1979) circa una ventina di enormi torri a cas-

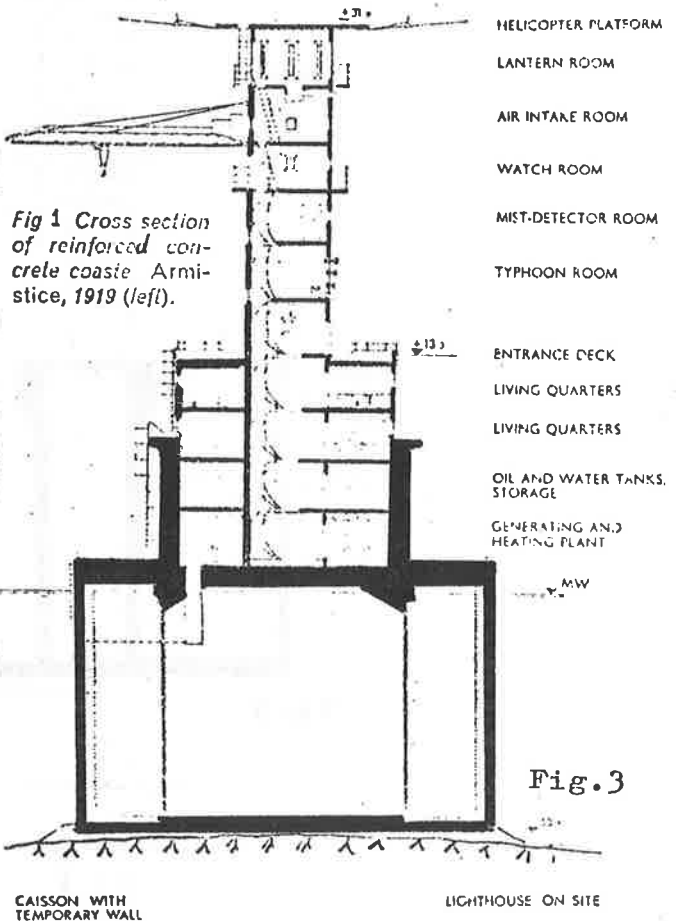
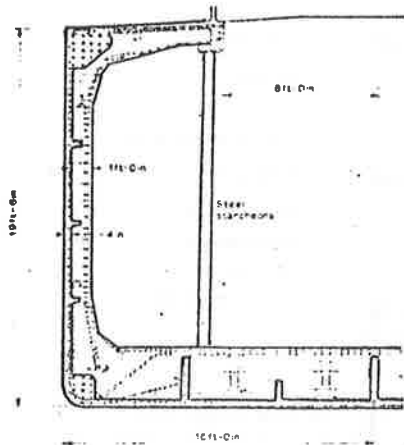


Fig 1 Cross section of reinforced concrete caisson Armistice, 1919 (left).

Fig. 3

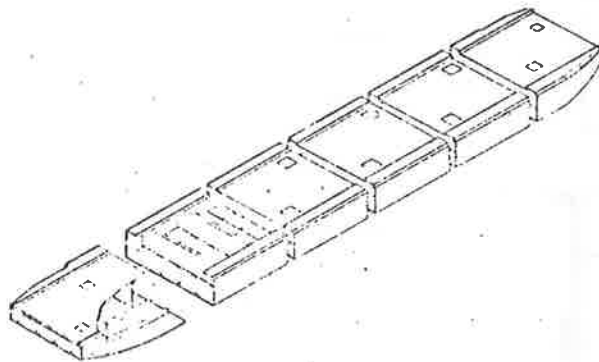


Fig 2. Russian post-tensioned segmental barge, 1959. Segments are made in pre-tensioned concrete.

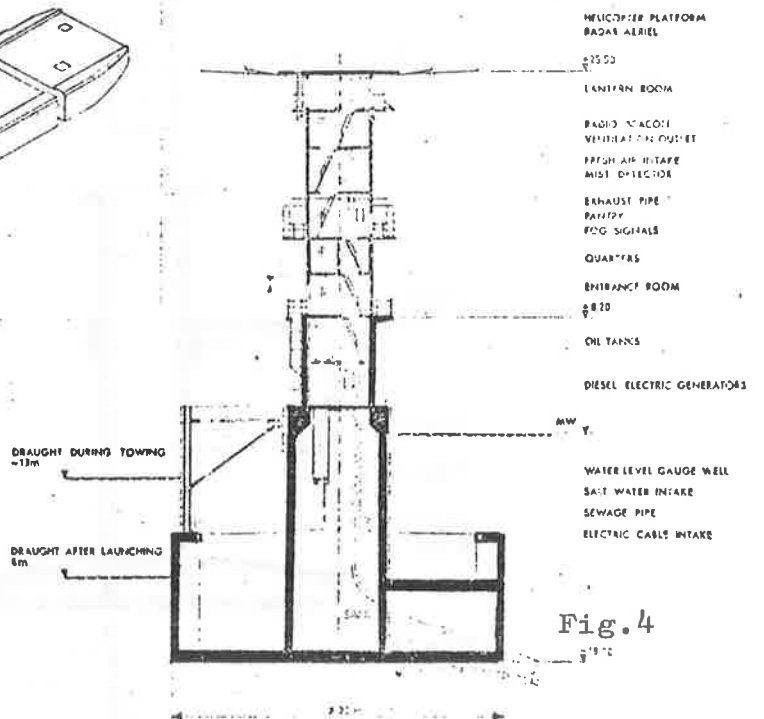


Fig. 4

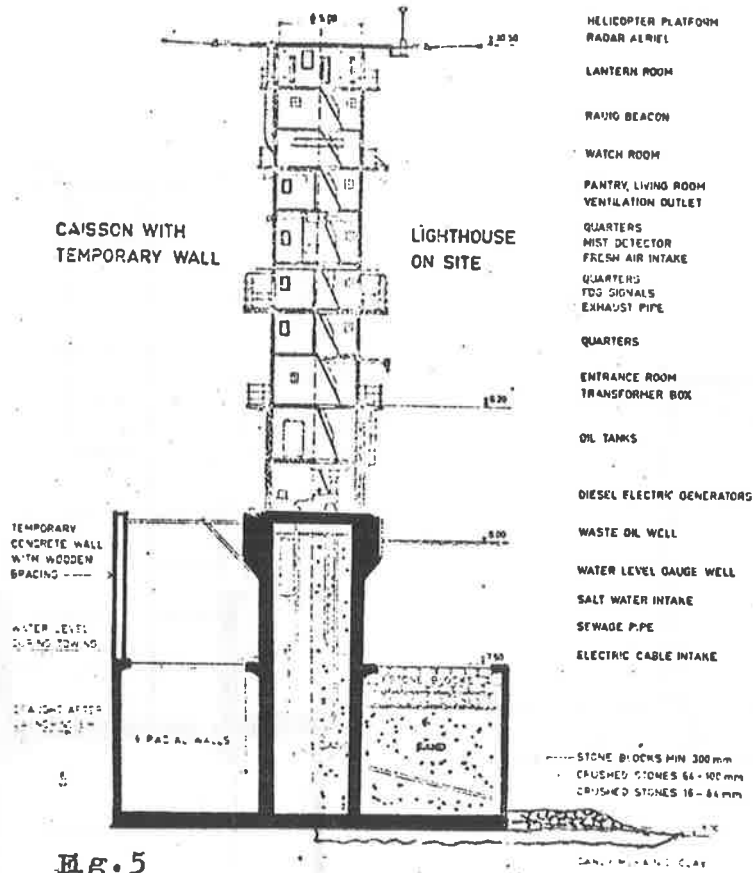


Fig. 5

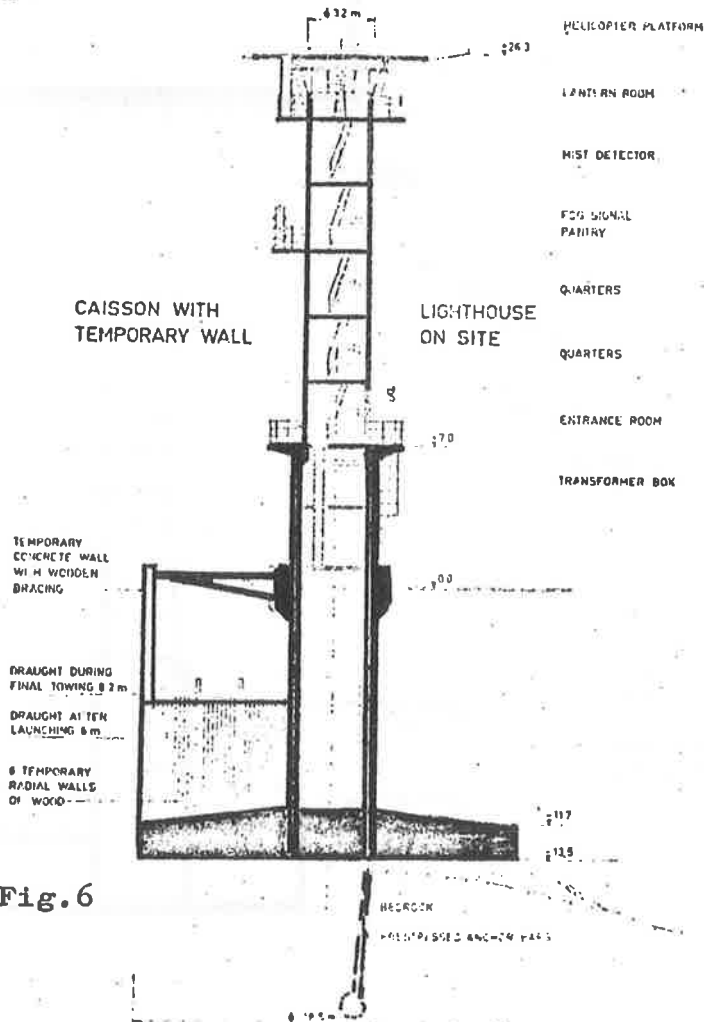


Fig. 6

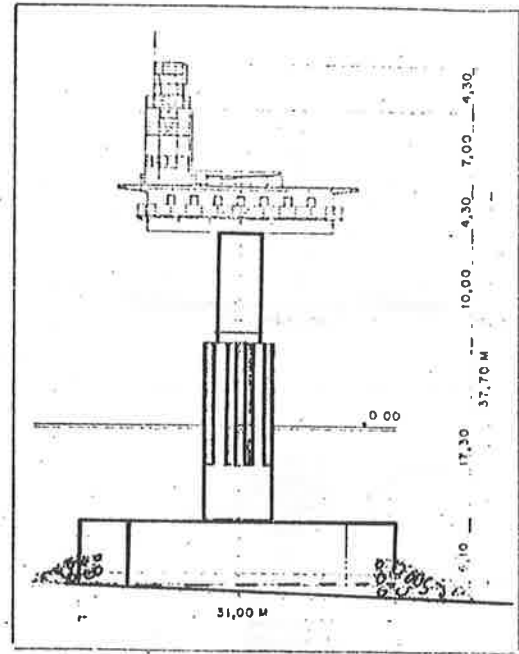
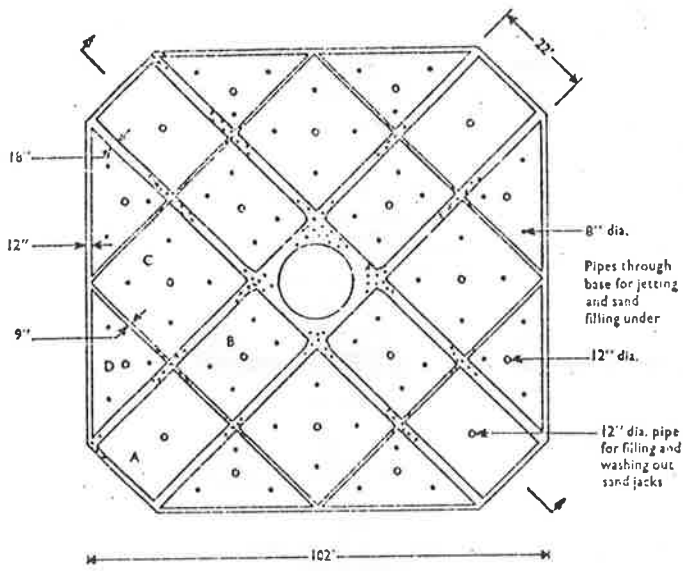
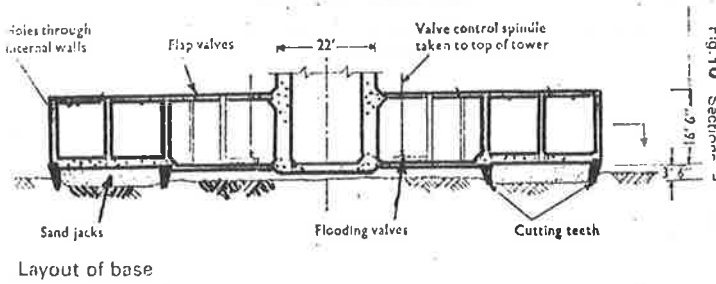


Fig 10 La construction



Layout of base

Fig. 10

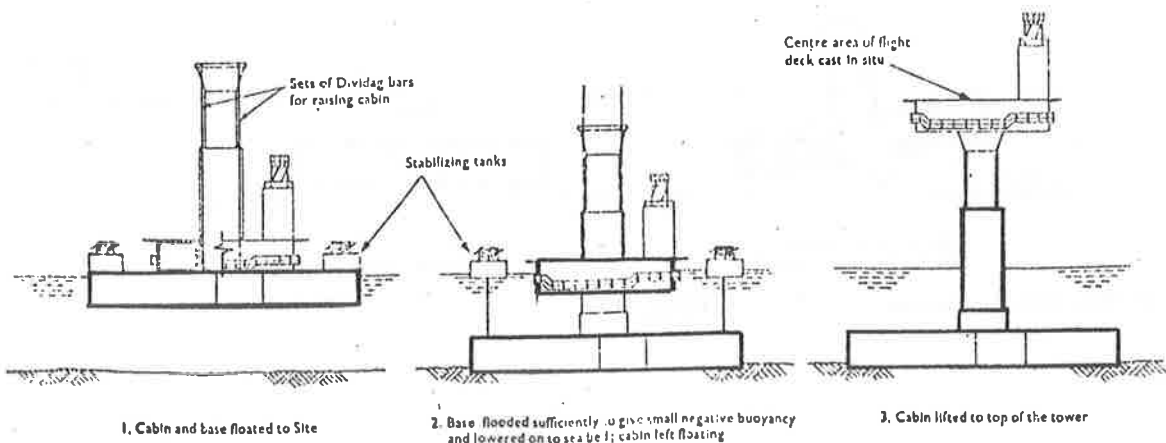
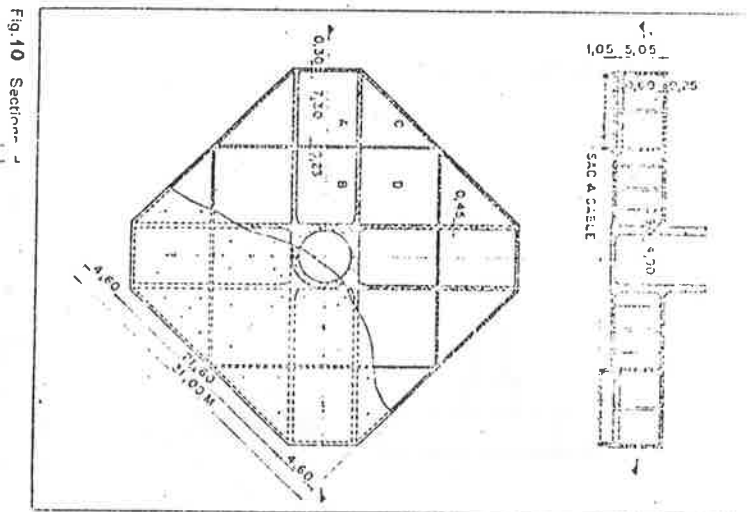


Fig. 7 Original proposed method of construction

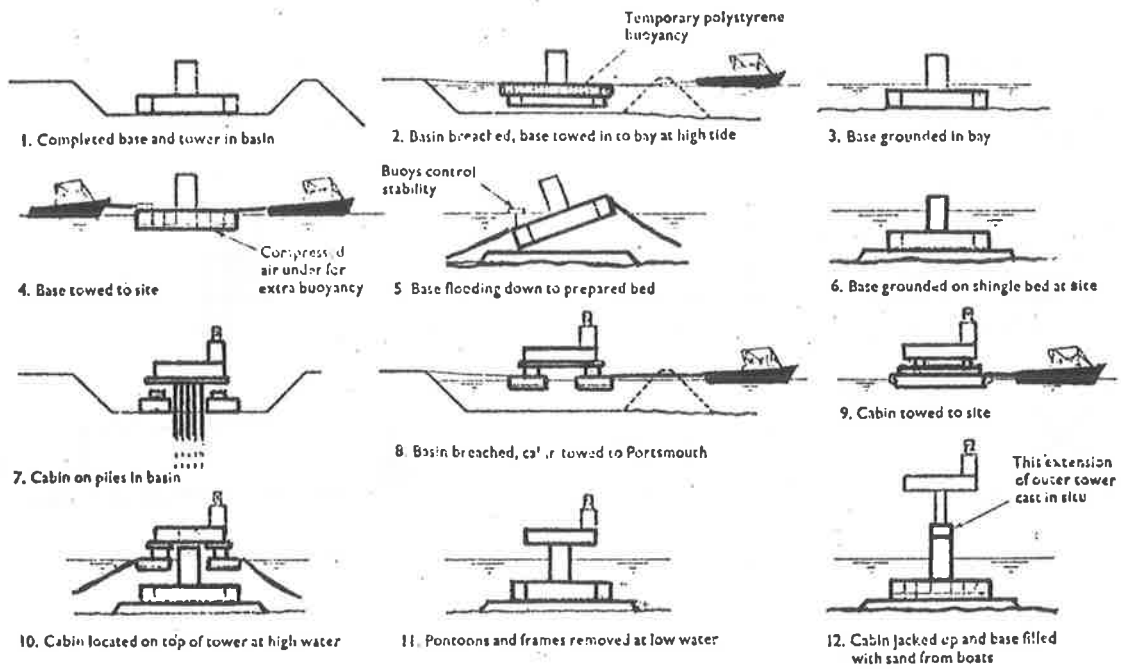


Fig. 8 Revised method of construction

Fig. 8

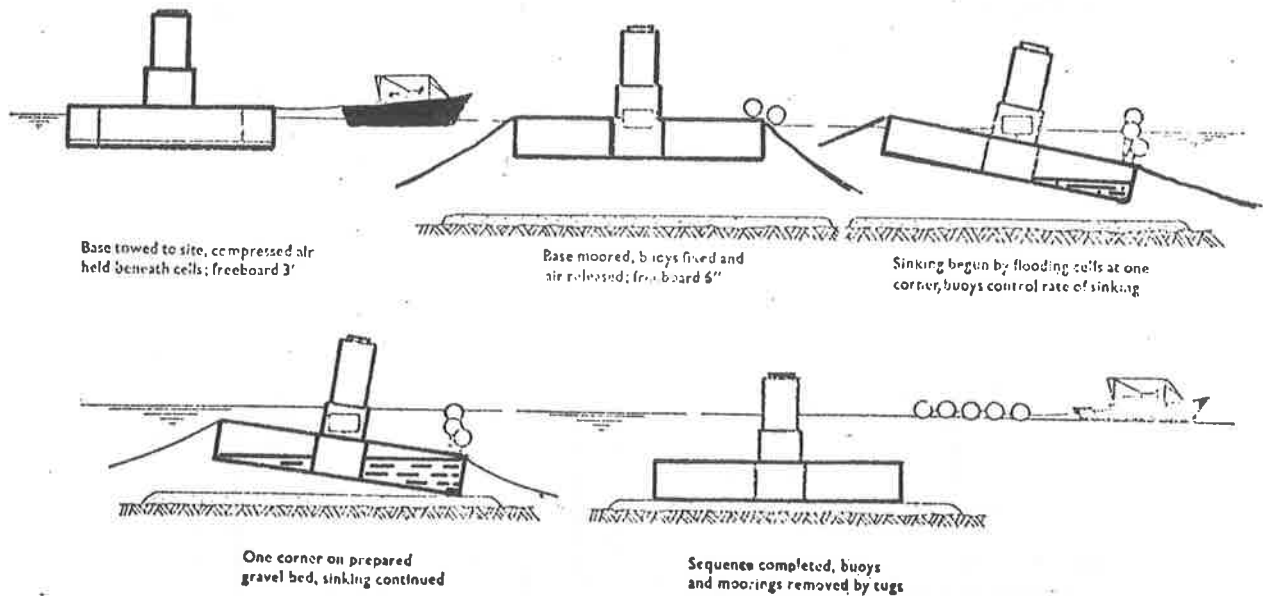


Fig. 9 Base sinking sequence

Fig. 9

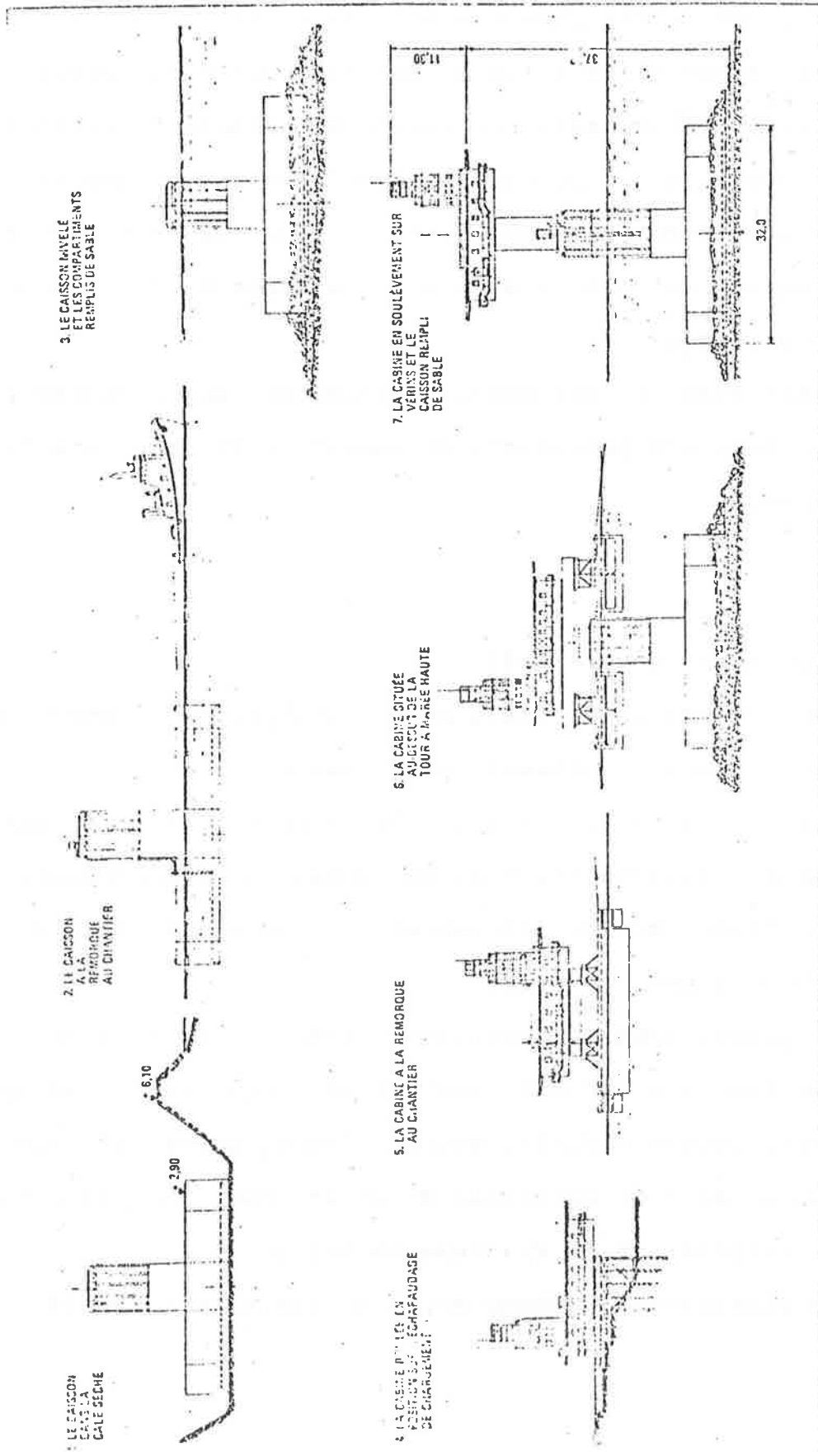


Fig 11 Procédé de construction

sone sono state posate o sono in costruzione per profondità anche oltre i 150 m. nei Mari del Nord, circa una Fig. decina di terminali per carico di carbone realizzati fuori (12) costa in c.a.p. sono in completamento in Australia, un (13) terminale galleggiante di 70.000 ton. per gas liquefatto (14) è stato costruito a Washington e rimorchiato presso l'isola di Giava.

Altri progetti per nuove applicazioni appartengono al "futuribile più prossimo": di questi verrà accennato in seguito.

2 - Applicazioni correnti

Le applicazioni attuali del c.a.p. per opere fuori costa comprendono le notevoli realizzazioni seguenti.

Dodici piattaforme a gravità per perforazione e coltivazione costruite nei Mari del Nord, ciascuna consistente in 100.000 mc. di calcestruzzo e circa 3000 ton. di acciaio da precompresso.

La piattaforma Ekofisk, installata nel 1973 ha resistito Fig. con successo a due tempeste venticinquennali e ad una tem (15) pesta cinquantennale, entro i limiti previsti: essa viene (16) usata sia come serbatoio di grezzo che come piattaforma principale per il trattamento del gas.

La piattaforma Condeep Beryl A. installata nel 1975 in 120

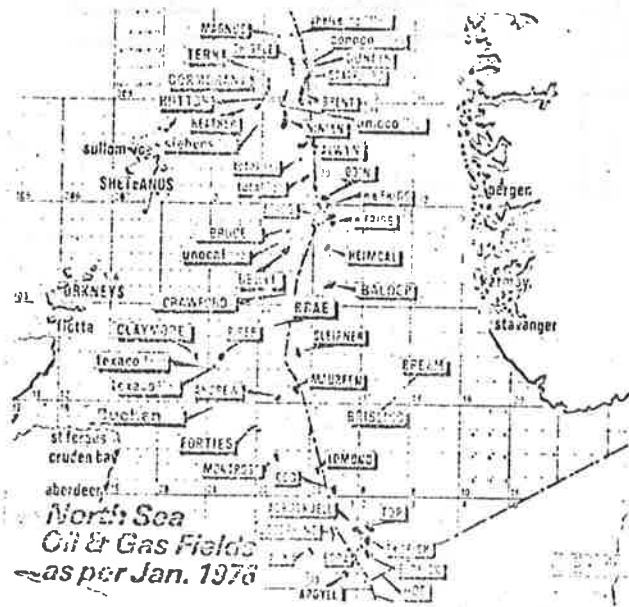
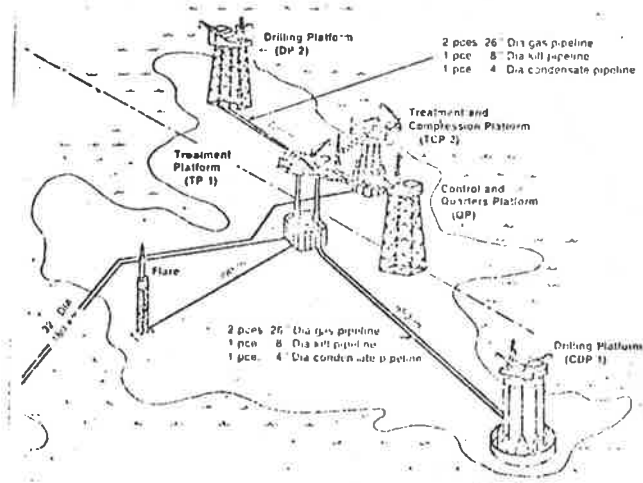


Fig. 12



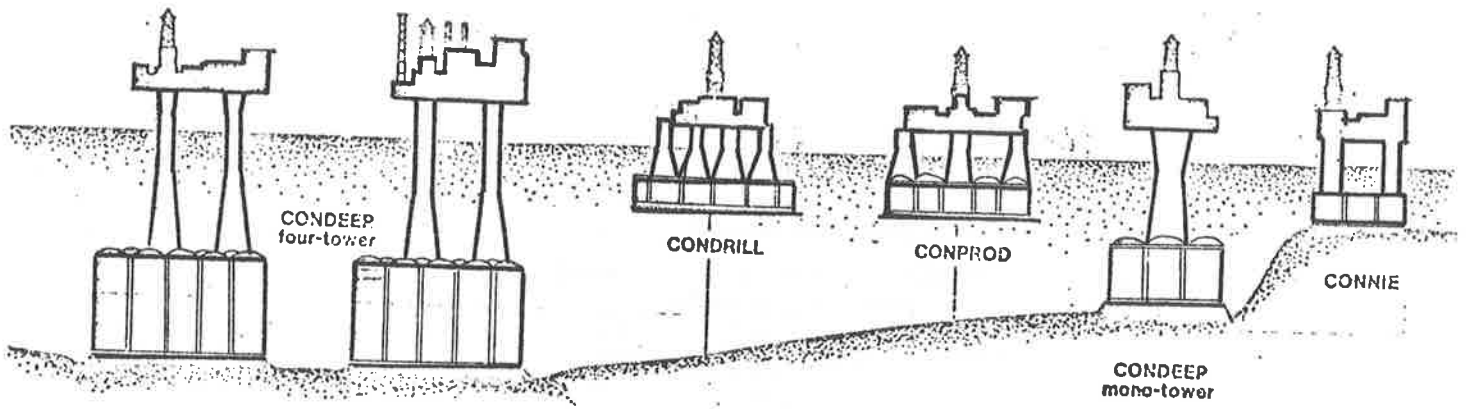


Fig. 13

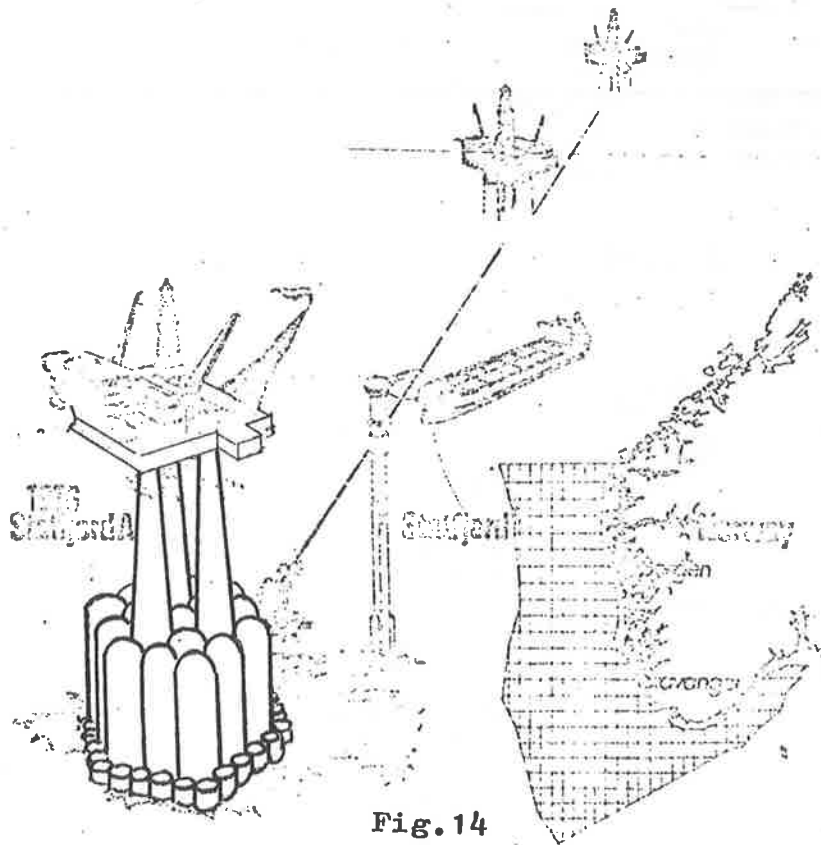


Fig. 14

metri d'acqua nel settore inglese del Mare del Nord serve come piattaforma di perforazione, produzione e stoccaggio.

Il più grande terminale fisso finora realizzato per il caricamento del carbone fossile a Queensland, in Australia poggia su dieci cassoni in c.a.p.

Fig. (16) Il terminale flottante ARCO serve per la refrigerazione, stoccaggio e trattamento di liquefazione del gas di petrolio.

Esso è stato costruito a Tukoma (Washington) e rimorchiato nel mare di Giava, Indonesia.

La costruzione è avvenuta con elementi prefabbricati tipo guscio.

3 - Vantaggi del calcestruzzo nelle strutture marine -

Le strutture in c.a.p. nell'impiego marino offrono diversi vantaggi, fra cui:

- eccellente durabilità e ridotte spese di manutenzione
- ottima resistenza alla fatica
- ottima resistenza alla compressione nello stato di tensione membranale
- notevole rigidezza con limitata tendenza a fenomeni di ovalizzazione e vibrazione
- ottimo comportamento alle basse temperature

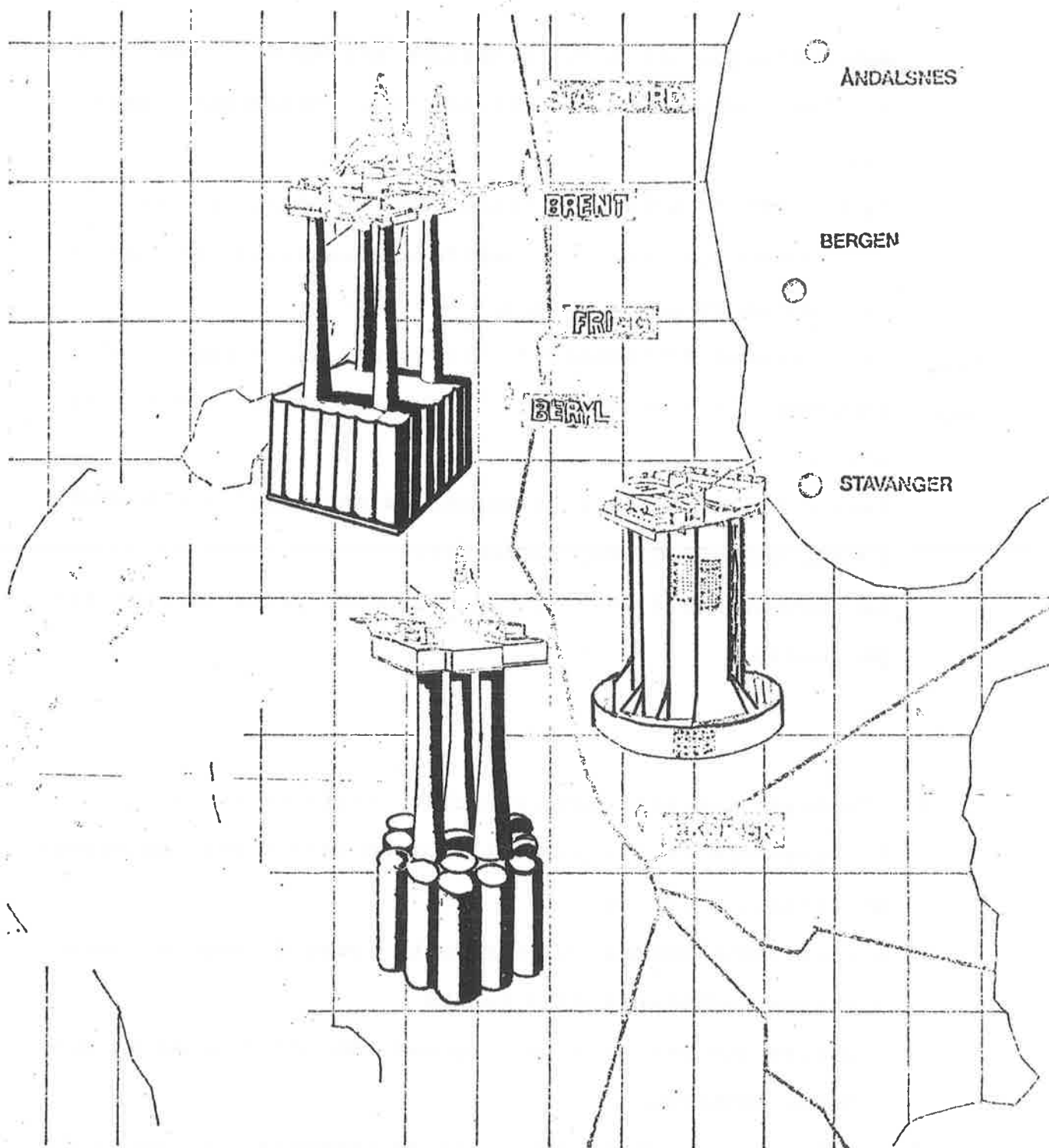


Fig.15

- rottura per cause accidentali locali di tipo generalmente non catastrofico
- buone qualità di isolamento termico
- buona resistenza al fuoco
- possibilità d'incassare cedimenti per le proprietà viscose
- grande disponibilità del materiale base e di maestranze
- possibilità di facile realizzazione anche di elementi complessi a doppia curvatura

Possono invece venir considerate negativamente le seguenti proprietà:

- la bassa resistenza a trazione e a taglio
- l'alto rapporto peso/resistenza
- la ridotta deformazione a rottura

Le strutture marine in c.a.p. devono quindi venir progettate su basi razionali, scegliendo configurazioni appropriate al c.a., utilizzando le tecniche di precompressione più sicure. I carichi e le forze devono essere quelle dedotte da una razionale valutazione dell'ambiente marino.

Più che una extrapolazione delle tipologie relative all'acciaio, le strutture marine in c.a.p. devono essere concepite in modo completamente autonomo.

Elementi tecnici favorevoli allo sviluppo delle costruzioni marine in c.a.p. possono essere stati:

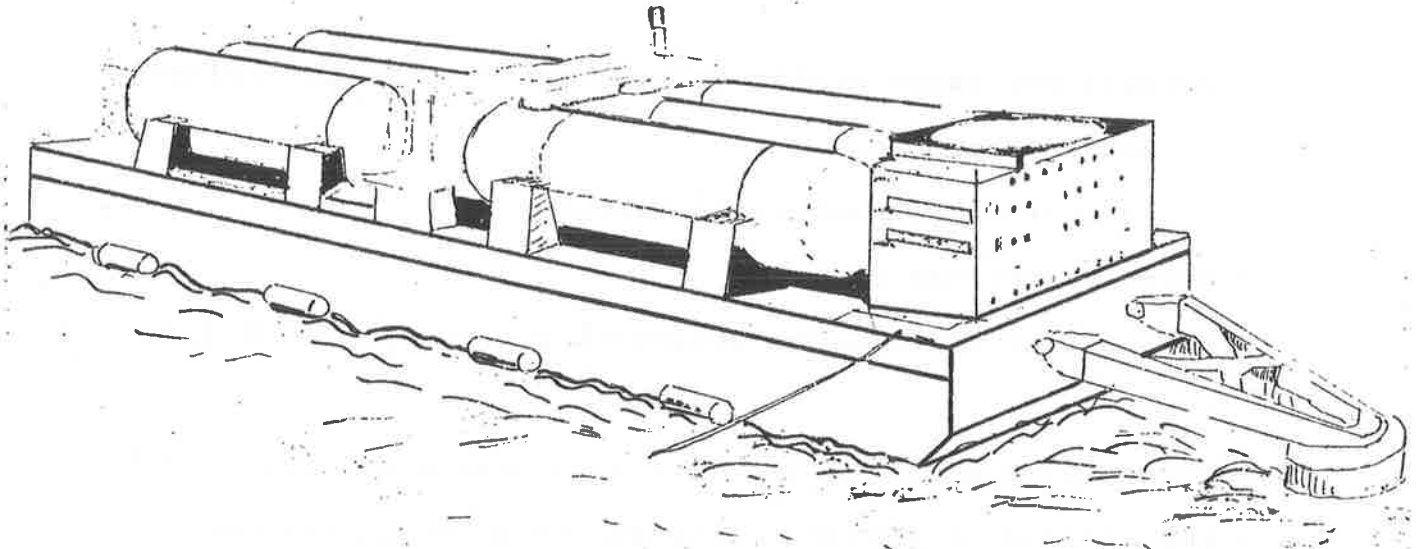
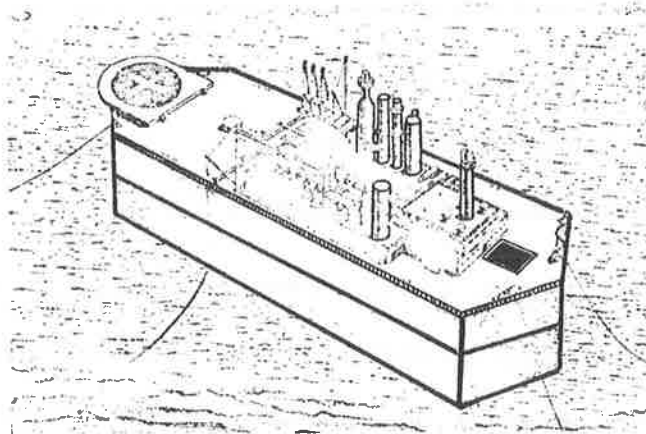
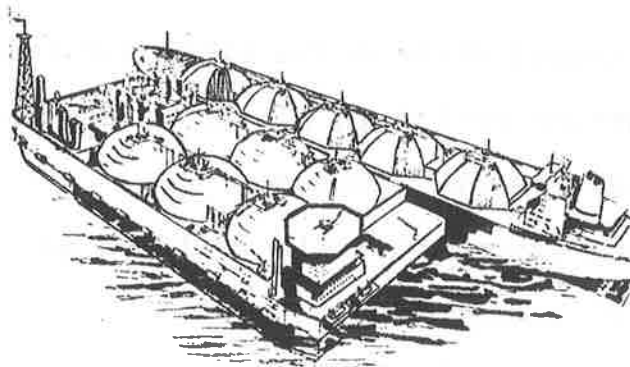


Fig.16- ARCO Floating LPG Terminal



Bridgestone's concrete barge for gas liquefaction and storage.

Fig.17



- la possibilità di produzione di calcestruzzi ad alta resistenza
- lo sviluppo delle tecniche di post-tensione di elementi prefabbricati o gettati in opera
- l'accettazione del concetto di struttura completa mobile, costruita in un luogo e rimorchiata a grande distanza, ove viene impiegata
- la possibilità di produzione dell'elemento statico già Fig. integrato in un sistema, come ad esempio le stazioni di (17) dissalazione, già pronte al funzionamento con il montaggio delle apparecchiature eseguito nel cantiere di costruzione e rimorchiate alla sede finale.

4 - Considerazioni economiche -

L'economicità delle strutture marine in c.a.p. deve essere valutata da un punto di vista generale, ove raramente si tratta di un confronto diretto fra i costi di un singolo elemento realizzato in materiale alternativo, ma piuttosto di una analisi globale del costo di costruzione e di quello di mantenimento dell'insieme.

Tuttavia la scelta della soluzione in c.a.p. spesso produce già un risparmio iniziale.

Ciò è particolarmente vero per le strutture sommerse in acque profonde, soggette a forti pressioni idrostatiche.

Fig. (18) Con l'uso delle superfici cilindriche e a doppia curvatura in c.a.p. il costo di costruzione si riduce alla metà rispetto alla soluzione in acciaio. Invece per strutture semplicemente inflesse la differenza può essere minore, dal 20% fino ad annullarsi.

Un sostanziale risparmio si realizza di solito nei costi di manutenzione.

Per contro il calcestruzzo presenta un alto rapporto peso/resistenza e pertanto le strutture in c.a.p. che devono galleggiare hanno un dislocamento molto maggiore di quelle in acciaio per la medesima capacità di carico.

Comunque ciò non rappresenta necessariamente uno svantaggio dal punto di vista operativo in quanto spesso si tratta di trasportare carichi leggeri (gas liquefatti) di volume assegnato.

L'adozione di superfici a doppia curvatura, con riduzione degli spessori, permette di ridurre il divario rispetto all'acciaio.

La durabilità del calcestruzzo rispetto a vari composti chimici lo rende particolarmente adatto al loro trasporto.

Un altro elemento importante è il fatto che le strutture marine in c.a. e c.a.p. possono essere e di solito sono costruite senza usufruire della attrezzature di un cantiere marittimo, in quanto non ne hanno necessità.

Il calcestruzzo infatti può essere confezionato facilmente

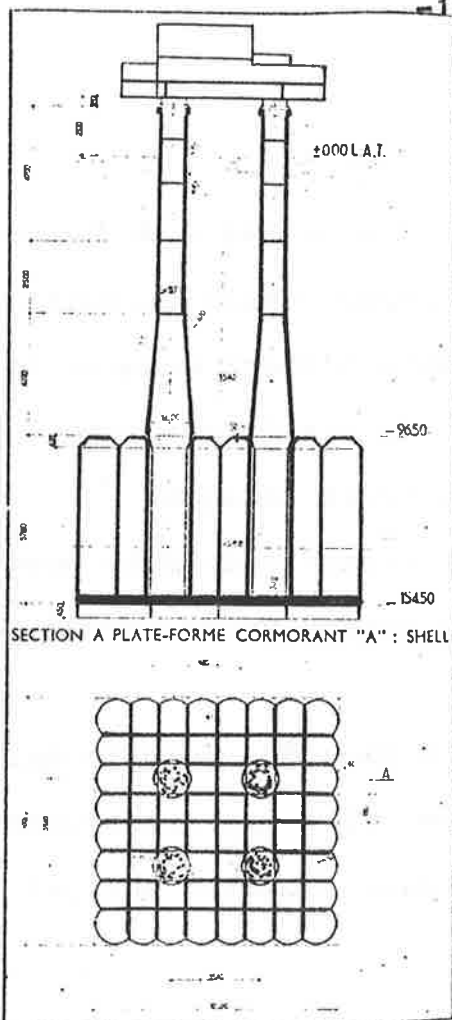


Fig 18 Plateforme Cormorant « A ».

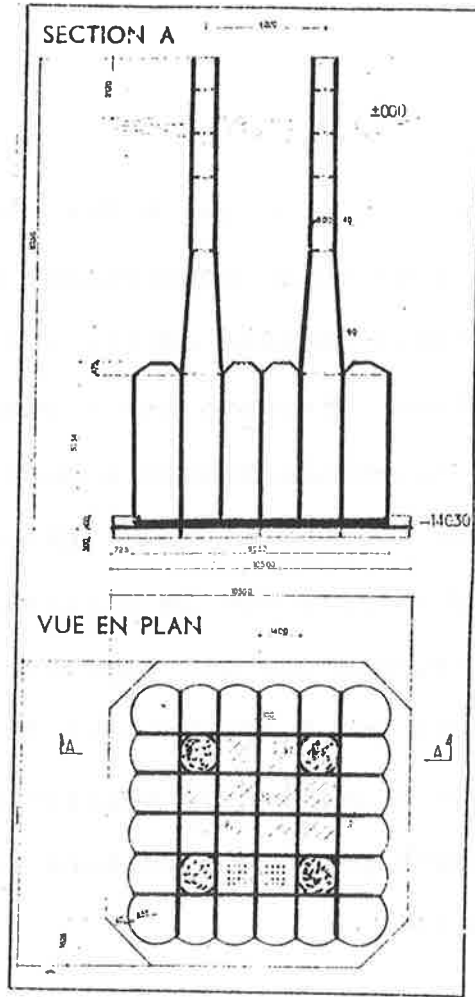


Fig 18 Plateforme Brent « C ».

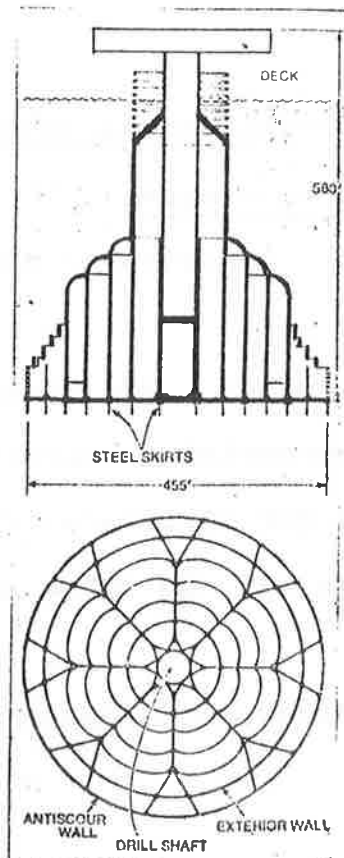


Fig 18 Plateforme de traitement Frigg TP 1.

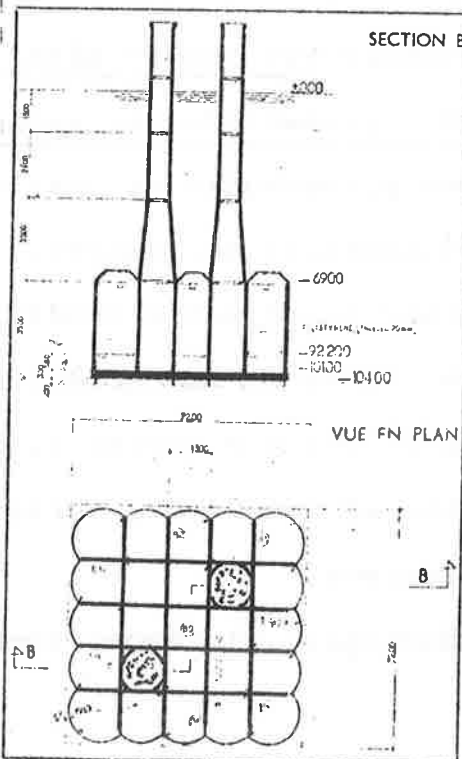


Fig. 18

quasi in ogni parte del globo. Gran parte delle operazioni tipiche di costruzione possono venire eseguite dalle normali imprese edili, con mano d'opera comune. Di particolare interesse per i paesi in via di sviluppo è l'uso di materiali locali e mano d'opera indigena.

Meno apparente, ma di grande significato è la prevista possibilità che la struttura marina venga immediatamente integrata con gli impianti.

Da ultimo è notevole il fatto che, dal momento del progetto esecutivo alla costruzione, il tempo intercorrente è minore per una struttura in c.a. o c.a.p. che per una in acciaio.

5 - *Criteri di progetto e di costruzione* -

I criteri di progetto più che in altri campi devono tener conto dei criteri probabilistici sulla sicurezza.

Infatti una buona percentuale dei carichi è dovuta ai carichi meteorici, stocastici per natura.

Si deve anche tener conto delle condizioni di opera fuori funzione durante l'avvento di carichi meteorici straordinari. Un tentativo di norme è dovuto alla FIP (1), un'altro documento è dovuto al Det Norske Veritas (2). Le norme sono tutt'ora in evoluzione.

Come carichi addizionali si devono considerare i seguenti:

- collisione con i natanti operanti nella zona (criterio del massimo danno)
- collisione accidentale con grossi natanti (criterio del danno non catastrofico)
- caduta accidentale di oggetti, intendendo la possibile caduta di grossi elementi dell'equipaggiamento meccanico, specie durante il montaggio.

Speciale attenzione deve essere data al calcestruzzo sottoposto alla saturazione per l'alta pressione idrostatica in cui viene a trovarsi.

La saturazione riduce la resistenza e le proprietà viscoelastiche del calcestruzzo. Analogamente vengono ridotte le resistenze alle azioni tangenziali.

Per le zone soggette a carichi ciclici e dinamici è necessario tener presenti i fenomeni di fatica.

La resistenza all'urto, i concetti del danneggiamento massimo, le condizioni di resistenza ultima necessitano speciali considerazioni.

6 - Calcestruzzo - Miscela - Trasporto - Getto -

Le principali proprietà richieste al calcestruzzo per impiego marino sono: grande resistenza alla compressione; corrispondente resistenza a trazione; peso proprio possibilmente ridotto, impermeabilità, resistenza all'abrasio

ne e durabilità.

I normali rapporti sabbia-ghiaia normale o sabbia/ghiaia da frantoio permettono di ottenere quasi ovunque nel mondo resistenze caratteristiche di $400/420 \text{ Kg/cm}^2$ per calcestruzzi gettati in opera e di 560 Kg/cm^2 ed oltre per calcestruzzi per elementi prefabbricati: ciò usando in genere un più alto contenuto in cemento, un basso rapporto acqua cemento, una buona compattazione e stagionatura.

I nuovi additivi acqua-riducenti per calcestruzzi permettono ancora una adatta lavorabilità, molto importante nelle zone congestionate di armatura.

Le pozzolane, aggiunte al cemento, riducono il calore di idratazione e aumentano la durabilità del calcestruzzo finito: è tuttavia opportuno verificare la compatibilità di specifiche pozzolane con specifici cementi per assicurare che una adeguata resistenza sia presente nelle singole fasi di costruzione.

Il trasporto del calcestruzzo deve tener conto di condizioni avverse di temperatura, perdita di lavorabilità e segregazione degli inerti. Il trasporto a lunga distanza mediante pompe è particolarmente difficile da controllare.

Il getto può presentare difficoltà dovute alla presenza delle armature e delle guaine che si incrociano in più direzioni: in tal caso si richiede l'uso di aggregati più fini, una miscela leggermente più sabbiosa, un contenuto di cemento

più alto e l'uso di additivi ritardanti a complemento della vibrazione.

Le tecniche del ferro cemento sono applicabili a piccole strutture, tipo natanti fino a circa 20 metri di lunghezza. Il principale vantaggio del ferro cemento è la sua resistenza a trazione e la sua capacità di incassare forti deformazioni con una fessurazione ben distribuita.

La tecnica del ferro cemento trova un potenziale interesse nelle zone a doppia curvatura di struttura galleggianti o navi, a completamento della struttura principale in c.a o c.a.p.

Il ferro cemento è armato con vari strati di rete d'acciaio: altri tipi di armatura sono costituiti dalle fibre di vetro resistenti agli alcali, dalle fibre di acciaio e da fibre organiche (nylon, polypropylene ecc.).

Il calcestruzzo impregnato con polimeri presenta il vantaggio di una altissima resistenza agli sforzi e all'abrasione unitamente alla quasi assoluta impermeabilità: tuttavia i metodi pratici d'impregnazione sono ancora in fase di evoluzione.

Analogamente il calcestruzzo di polimero, costituito da inerti come filler e dal polimero come unico agente cementante, necessita ancora di sperimentazione circa il suo comportamento nel tempo.

Il calcestruzzo strutturale leggero è molto adatto alle

strutture marine, specie ove è richiesta una riduzione di peso e ove lo spessore minimo è determinato dallo spessore del copriferro e dalle dimensioni delle guaine. Speciale attenzione deve essere riservata alla resistenza a tra zione e a taglio nelle condizioni di saturazione.

L'uso di aggregati di dimensione ridotta e un altro contenuto di cemento con riduzione dell'acqua d'impasto mediante additivi può produrre calcestruzzi leggeri di resistenza comparabile a quella dei calcestruzzi normali.

7 - *Durabilità e resistenza alla corrosione* -

Il mare rappresenta un ambiente tipicamente aggressivo per qualsiasi materiale, tuttavia il calcestruzzo ben eseguito è forse il materiale che più si mantiene con minor necessi tà di interventi di manutenzione.

Il calcestruzzo provoca un alto pH nella zona adiacente al l'acciaio ed evita un contatto diretto di questo con l'ossi geno.

La corrosione dell'acciaio dipende principalmente da tre fat tori:

- l'acqua di mare che agisce come elettrolita
- i cloruri che abbassano il pH
- l'ossigeno, o meglio il gradiente in ossigeno.

Il calcestruzzo è soggetto all'attacco dell'acqua di mare: il calcio alluminato idrato è rimpiazzato dall'idrossido di

magnesio o da solfato di calcio.

Dal punto di vista della corrosione si possono distinguere tre zone:

- la zona atmosferica e di splash
- la zona sommersa
- la zona a contatto col fondale

Poche regole semplici ma importanti assicurano una buona durabilità delle strutture in precompresso in acqua marina:

- il cemento deve avere un contenuto in C3A (alluminato tricalcico) fra 4% e 8%
- il rapporto acqua-cemento deve essere contenuto fra 0,42 e 0,45
- il contenuto minimo in cemento deve essere di 370 Kg/m³
- il contenuto in alcali del cemento deve uniformarsi alle norme ASTM - Tipo II
- gli aggregati devono essere sani, scevri di solfati e possibilmente sperimentati in lavori marittimi; non devono reagire con gli alcali ed avere buona resistenza all'abrasione
- il copriferro deve uniformarsi alle seguenti prescrizioni
 - °) in pareti spesse (oltre 30 cm)
l'acciaio normale o l'armatura aderente di precompressione devono avere un copriferro di 50 mm. nella zona sommersa

62,5 mm. nella zona atmosferica o di splash

- le guaine per l'acciaio post-teso devono avere un co
priferro di 75 mm.

°°) in pareti sottili (minori di 30 cm)

- l'acciaio normale e l'armatura aderente di precom-
pressione devono avere uno spessore di copriferro
pari al maggiore fra

2 volte la dimensione massima trasversale dell'ag-
gregato più grosso oltre la normale tolleranza nel
lo spessore, oppure

2 volte il diametro nominale dell'armatura, più la
normale tolleranza nello spessore

- le guaine devono avere il ricoprimento come al caso
precedente aumentato di 12,5 millimetri

- i cloruri nell'acqua di presa e negli aggregati de-
vono essere estremamente ridotti

- le testate di ancoraggio dei cavi post-tesi devono
venir verniciate con resine epossidiche, annegate in
malta o in calcestruzzo ammorsato alla struttura e
protette da infiltrazioni

- le guaine per la post-compressione possono essere gal-
vanizzate e devono essere impermeabili. Lo spessore
deve essere non minore di 0,6 mm. nella zona sommersa,
e non minore di 1 mm. nella zona di splash.

- i cavi e le guaine devono essere protetti dai deposi-

ti salini e dalla corrosione durante lo stoccaggio e l'installazione, fino alle iniezioni. I cavi devono venire iniettati con malta di cemento.

Particolare attenzione deve essere riservata all'iniezione delle guaine verticali, per l'accumulo dell'acqua nella parte più alta: si può usare l'iniezione per fasi o adattare additivi thixotropici.

- i giunti di costruzione devono essere preparati con sabbiatura o getti d'acqua per rimuovere la patina superficiale e per indurire la superficie per uno spessore di 6 mm. Prima di riprendere il getto è opportuno passare uno strato di vernice epossidica. Il bordo esposto della ripresa di getto dovrebbe essere impermeabilizzato con un sigillante epossidico.

8- Trazione - Taglio - Implosione

Per la maggior parte delle strutture marine in c.a.p. va le il criterio di non avere trazione sotto le normali condizioni operative e di non avere fessure sotto i carichi meteorici estremi.

Taluni suggeriscono che sia prescritta e controllata nelle opere marine una determinata resistenza del calcestruzzo alla trazione, più che una fissata resistenza alla compressione.

La resistenza a trazione del calcestruzzo saturato e lieve-

mente maggiore di quella del calcestruzzo asciutto.

La resistenza a trazione del calcestruzzo alleggerito asciutto è più bassa di quella di un calcestruzzo normale, a parità di resistenza alla compressione.

Tuttavia sembra che allo stato saturato le due resistenze a trazione siano dello stesso ordine. Questi fenomeni sono collegati all'effetto favorevole dell'assorbimento di acqua che, riducendo il ritiro, riduce la microfessurazione nell'interfaccia pasta di cemento-aggregato.

Taglio - La combinazione di forti azioni taglienti con momenti flettenti e forze assiali sono molto frequenti nelle strutture marine. La capacità di resistenza al taglio di zone fortemente compresse deve essere attentamente considerata, tenendo conto di possibili meccanismi di resistenza al taglio, al di fuori delle formule date dai manuali.

Particolare cura va posta nel considerare la resistenza al taglio nelle riprese di getto che spesso, per necessità costruttive vengono fatte nelle zone di massimo taglio. Se si vuol tener conto dell'attrito per taglio, il coefficiente d'attrito deve venir ridotto per tener conto della saturazione del materiale.

Implosione - Le strutture cilindriche in c.a. e c.a.p., le cupole e le voltine soggette a pressione idrostatica

possono cedere per instabilità o per laminazione piana.

Quest'ultima è una combinazione complessa di sforzo pluriassiale, legata alla resistenza, al modulo di elasticità, alla disposizione dell'armatura, agli errori di rotondità e alle tolleranze degli spessori.

Al riguardo sono state eseguite esperienze su sfere e cilindri immersi a grande profondità. Poichè l'implosione è un fenomeno catastrofico, i coefficienti di sicurezza devono essere estremamente cautelativi.

9 - *Fatica*

Una struttura marina in c.a. o un elemento flottante possono incontrare nel corso della loro vita un numero di onde pari circa a 1.7×10^8 . Di queste meno del 10% ($\sim 10^7$) possono creare variazioni di tensione significative.

Le zone più esposte sono quelle di splash e quelle di saturazione completa sotto il livello dell'acqua.

Se il calcestruzzo si fessura, in mancanza di precompressione, la pressione dell'acqua a forte profondità può esercitare un'azione di cuneo e i processi di corrosione possono accelerare la fatica dell'acciaio. Tuttavia, ove l'apertura delle fessure sia inferiore a 0,10 mm all'altezza dell'armatura, sembra potersi fare affidamento su un limite di fatica di 10^7 cicli.

Rivestimenti flessibili di resine epossidiche sulla superficie del calcestruzzo possono costituire una efficace protezione.

Le zone soggette a sollecitazioni cicliche sia per taglio che per momento, come le basi delle torri o le torri devono essere adeguatamente armate trasversalmente, mediante una fitta staffatura. E' opportuna l'aggiunta di un'armatura longitudinale in acciaio dolce per aumentare la duttilità della sezione.

Tutte le armature, sia di pre-post compressione sia quelle normali sottoposte a carichi ciclici devono essere sufficientemente ancorate: come regola generale si può prescrivere una lunghezza di ancoraggio doppia di quella usata per i carichi statici, in quanto la perdita d'aderenza è una delle prime manifestazioni della fatica nelle strutture in c.a.

Si può concludere che generalmente la struttura in c.a. e particolarmente quelle in c.a.p. hanno eccellenti proprietà di resistenza a fatica.

9 - Abbordi e collisioni -

Una struttura fissa è soggetta all'urto occasionale con i natanti operanti nel suo intorno; così pure all'urto dovuto all'accosto dei natanti di servizio. Per questi ultimi

tipi di urto, nel servizio normale, non si devono avere danneggiamenti: la struttura deve essere progettata per resistere entro il limite elastico.

Abrasioni locali devono essere evitate con speciali rivestimenti elastici o fender.

Esistono normalmente criteri per le dimensioni dei natanti, la velocità di accosto, la quota di energia che deve venir assorbita tenendo conto della deformazione e della rotazione del natante in accosto.

La struttura deve venir progettata per resistere all'accosto con il massimo ed il minimo livello d'acqua: è spesso necessario disporre armature supplementari per sollecitazioni locali.

Un secondo tipo di urto, la collisione, ha in genere un basso grado di probabilità: tuttavia per una tale evenienza la struttura deve sostenere il danno in modo non catastrofico, evitando che si determinino situazioni di collasso incrementale.

Sia la struttura fissa che il natante devono avere un'armatura che blocchi l'estendersi del danneggiamento locale e una sufficiente iperstaticità o sovrabbondanza di vincoli tali da mantenere una ammissibile integrità strutturale dopo l'evento.

Per i natanti devono essere verificate le condizioni di galleggiamento nella condizione di danneggiamento subito.

Le strutture marine ben progettate sia in c.a. che in c.a. p. non hanno mostrato lacerazioni catastrofiche, ma piuttosto un quadro di fessurazione multipla diffusa.

L'energia d'urto viene assorbita dai seguenti meccanismi:

- a) attrito per ingranamento degli inerti attraverso le fessure
- b) deformazione sia elastica che plastica nel calcestruzzo e nell'acciaio
- c) azione di "spina" delle barre di acciaio attraversanti le fessure
- d) deformazione a trazione dell'acciaio
- e) schiacciamento del calcestruzzo

1.0 - Deformazioni termiche -

Le strutture in calcestruzzo in ambiente marino sono soggette a variazioni termiche nelle condizioni di servizio o per cause accidentali: pertanto si hanno deformazioni nelle sezioni o espansioni o contrazioni nell'intera struttura.

Le differenze di temperatura in una sezione producano deformazioni assiali e curvature: quando queste sono impedite nascono azioni interne che in certi casi superano la resistenza a trazione del calcestruzzo producendo le fessure.

Deformazioni termiche di questo tipo sono "autolimitanti" in quanto la fessura riduce la rigidità, e quindi possono avve

nire spostamenti relativi i quali a loro volta riducono le tensioni.

Le soluzioni pratiche per questo tipo di deformazioni termiche possono essere:

- 1) - disposizione di un'armatura passiva ben distribuita nelle zone più critiche, per ridurre l'apertura delle fessure
- 2) - precompressione, per evitare la presenza di trazioni
- 3) - adozione di una configurazione generale della struttura che distribuisca le deformazioni termiche in modo più uniforme, evitando concentrazioni locali
- 4) - usare sezioni più sottili in corrispondenza degli angoli
- 5) - usare un isolamento per ridurre il gradiente termico nella sezione
- 6) - disporre una membrana elastica nelle zone più critiche, per esempio in metallo o in materiali bituminosi o epossidici per tener chiuse le fessure
- 7) - far circolare acqua per ridurre il gradiente termico.

Fig. (19)

Le strutture in calcestruzzo possono beneficiare del lento cambio di temperatura iniziale e di vari cicli termici al di sotto della temperatura critica: con l'intervento della viscosità si verifica una redistribuzione delle deformazioni di origine termica con formazione di numerose microfessure piuttosto che poche fessure più larghe.

INSULATION BY OWENS-CORNING FIBERGLAS

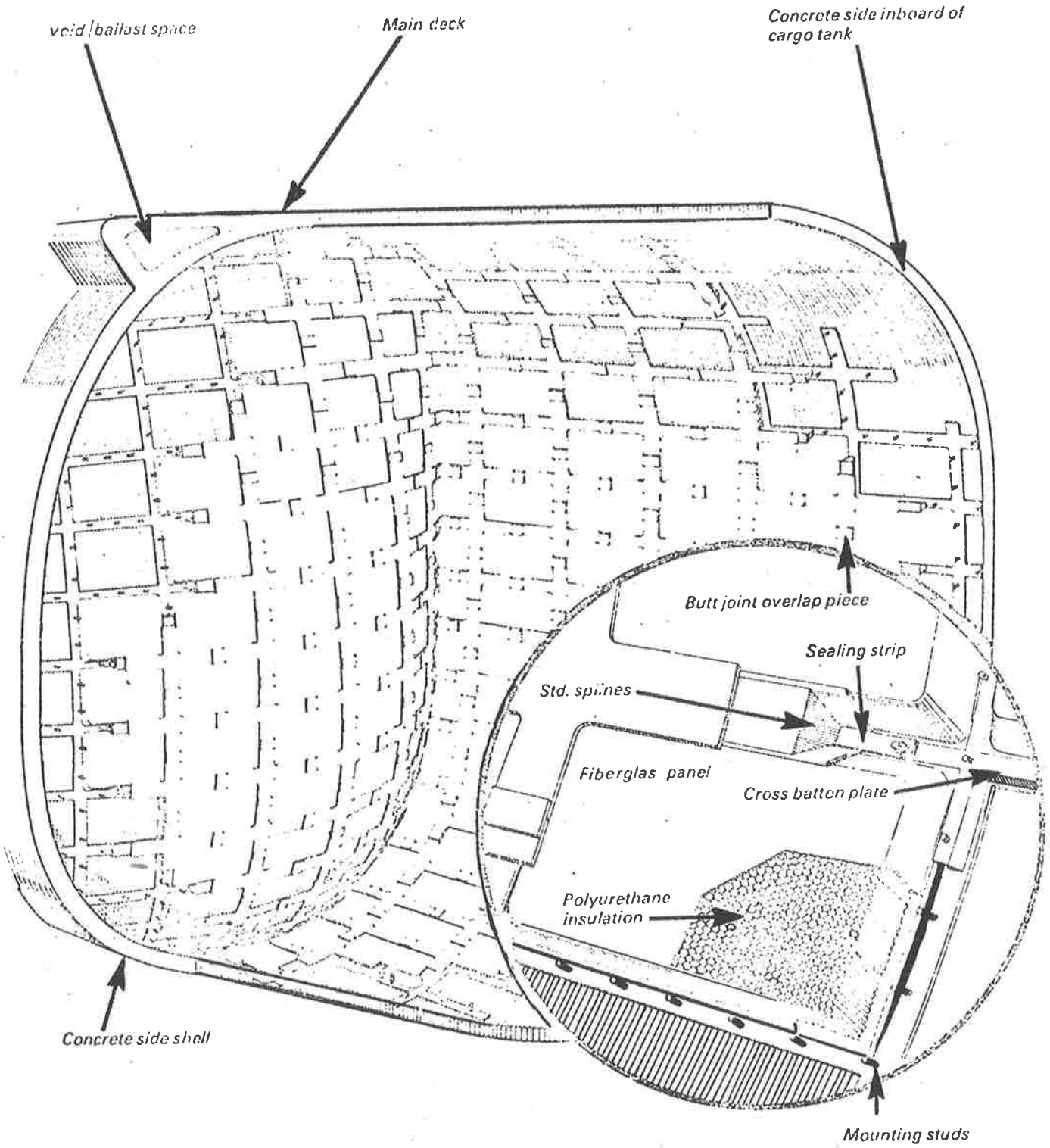


FIGURE 19

Cut-away view of cryogenic insulation in cargo tanks

Per le deformazioni termiche globali nella struttura un rimedio è quello della precompressione; tuttavia lo schema strutturale dovrebbe essere scelto fra quelli che permettono dilatazioni o contrazioni con un minimo di autotensione.

Successivamente verrà esaminato il contatto del calcestruzzo con gas liquefatti.

11.- Abrasioni e concrezioni marine -

Le strutture marine sono soggette all'abrasione dovuta all'acqua in movimento con sabbia in sospensione, al pietrisco trasportato dalle correnti o all'azione del ghiaccio. Il calcestruzzo è di per se stesso piuttosto resistente a questo tipo di abrasione: tuttavia la scelta di aggregati piuttosto duri e l'uso di un basso rapporto acqua cemento ne migliorano ancora il comportamento.

Il calcestruzzo strutturale alleggerito sembra soggetto ad una più marcata abrasione superficiale, che si manifesta con asportazione superficiale degli inerti: si può migliorare il comportamento aumentando l'aderenza fra la pasta e gli aggregati mediante opportuno "curing".

Un'altissima resistenza all'abrasione può ottenersi con la impregnazione del calcestruzzo ad opera dei polimeri.

Rivestimenti di poliuretani densi o di resine epossidiche

sembrano dare ottimi risultati.

Per quanto riguarda le concrezioni marine, presenti in tutte le strutture, il calcestruzzo riduce la crescita della microflora a causa della sua alcalinità.

Per quanto riguarda la microfauna, l'attacco dovuto agli acidi secreti da organismi come i "denti di cane" si limita a pochi millimetri dallo strato superficiale.

L'uso di rivestimenti poliuretanicici sembra ridurre fortemente l'aderenza delle concrezioni alle superfici, che possono così venir rimosse con getto d'acqua o spazzola.

12 - Forze delle onde - operazioni navali - fondazioni -

Il progetto di una struttura marina fuori costa per far fronte alle onde di tempesta richiede conoscenze e tecniche specializzate.

Per strutture marine in c.a. di dimensioni piuttosto note volti l'affrontare il problema in senso deterministico per quanto riguarda l'altezza ed il periodo delle onde, dà risultati ragionevolmente approssimati per quanto riguarda il calcolo delle forze.

Per un'analisi più accurata, specie per le torri o le colonne si può usare l'analisi con lo spettro delle onde.

Per torri e cilindri con rapporto diametro altezza D/L relativamente basso si può usare la formula del Morrison, in

quanto le forze totali sono costituite da una quota dovuta al trascinamento ed una dovuta all'inerzia.

Per quanto riguarda invece i cassoni o le basi delle piattaforme il contributo inerziale è preponderante: in questo caso le forze vengono calcolate con la teoria della diffrazione.

Le pressioni locali per onde frangenti possono essere dell'ordine di 20/30 ton/mq.

Per le sezioni ad anello bisogna tener conto dei fenomeni di distacco dei vortici e di ovalizzazione.

Le strutture marine durante la costruzione, il rimorchio, le operazioni di sommersione e di installazione sono sottoposte ad una estesa varietà di effetti idrodinamici. Per ogni fase della costruzione si deve analizzare la stabilità, l'immersione, le forze applicate e lo stato di sforzo: ciò particolarmente nelle fasi di rimorchio, di zavorramento progressivo, di sommersione per il montaggio della parte più alta delle piattaforme ecc.

Si può far uso di una pressurizzazione interna d'aria o di fluidi leggeri per contrastare le punte massime di pressione idrostatica durante queste operazioni transitorie.

Particolare considerazione va riservata ai problemi di mantenimento in piano della struttura durante gli spostamenti, alle forze dinamiche dovute al rollio ed al beccheggio, alle conseguenze di una possibile rottura di un cavo di rimor

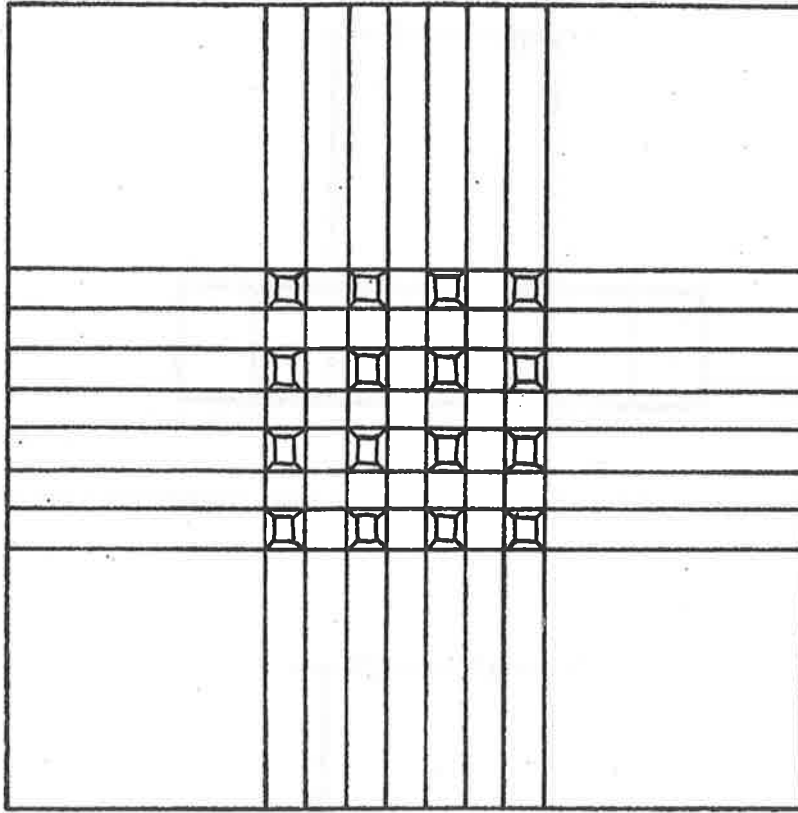
chio, agli effetti sulla struttura delle onde frangenti durante le operazioni di sommersione ed al fenomeno del risucchio verso il basso della struttura nelle fasi di affondamento. La situazione più critica per la stabilità si verifica quando durante l'affondamento si ha una brusca variazione d'area del piano d'acqua come quando il bordo superiore di un basamento molto esteso passa al di sotto del livello dell'acqua.

- fig. Durante la posa sul fondo la base può essere sottoposta
- (20) a forze concentrate per la presenza di irregolarità del
- (21) fondale; spesso è necessario intervenire mediante inie-
- (22) zioni sotto la base di speciali malte tixotropiche.
- (23) Nelle condizioni di servizio la struttura deve possedere sufficiente stabilità allo scorrimento ed al rovesciamento. Assestamenti a lungo termine sono accettabili entro determinati limiti.

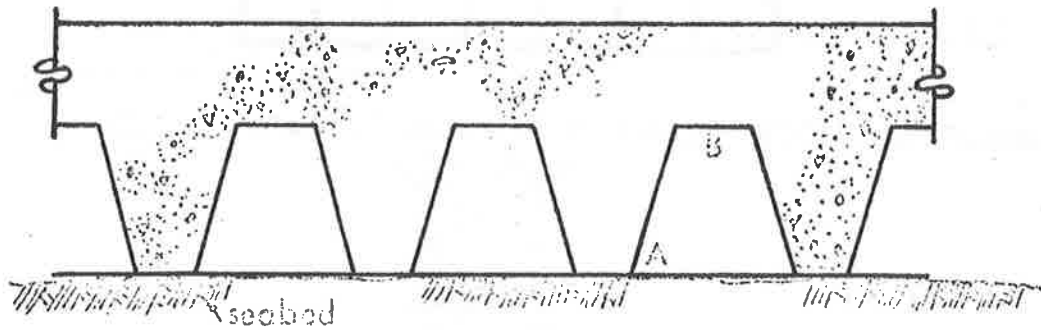
Si deve tener presente pure il fenomeno di liquefazione della sabbia sotto le onde di tempesta o i terremoti come pure un probabile scalzamento al piede della fondazione.

13 - Comportamento ai sisma -

Nel problema di resistenza al sisma le accelerazioni verticali, laterali e torsionali vengono trasmesse alla struttura della roccia di base attraverso gli strati dei sedimen-



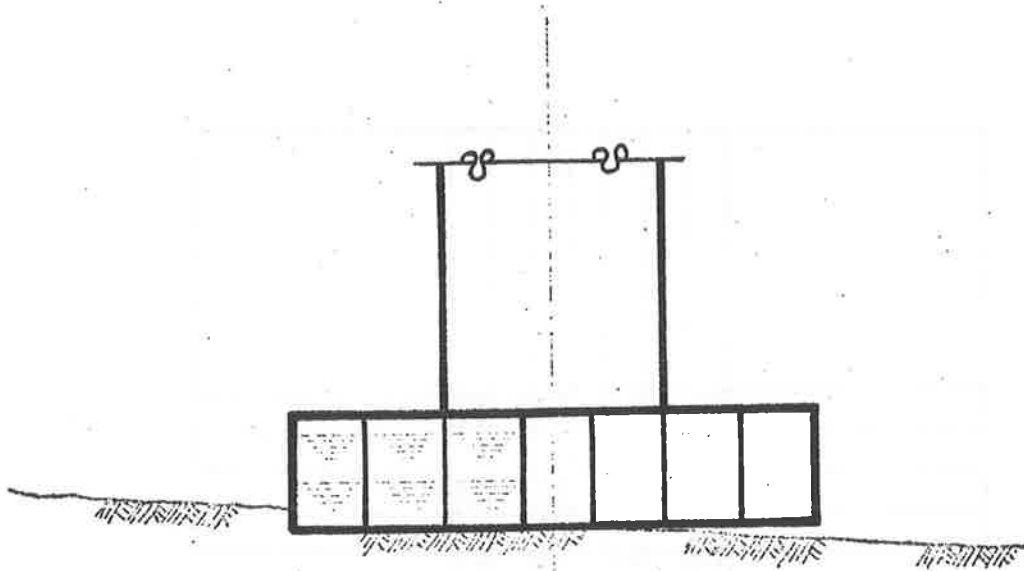
PLAN VIEW OF BASE PLATFORM. (100 m- SQ.)



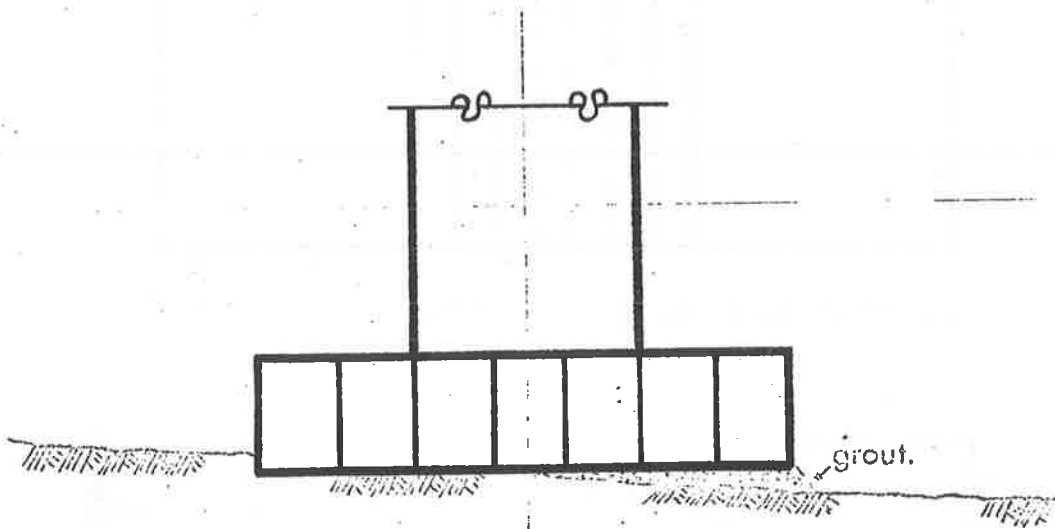
CROSS SECTION OF CORRUGATION.

FIG. 20

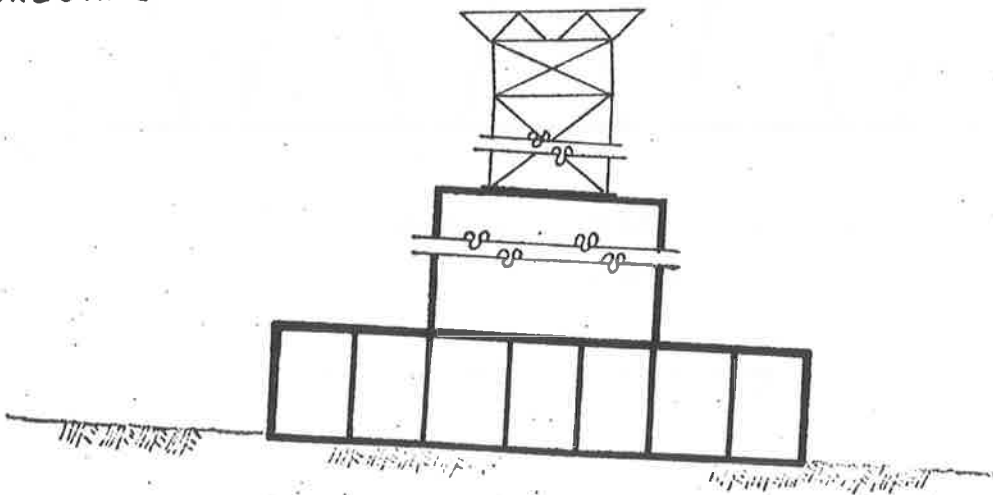
CORRUGATED BASE.



i: DIFFERENTIAL BALLASTING (ONLY IF SMALL DIFFERENCES IN LEVEL OCCUR)



ii: GROUTING UNDER AREAS NOT IN CONTACT WITH SEABED.

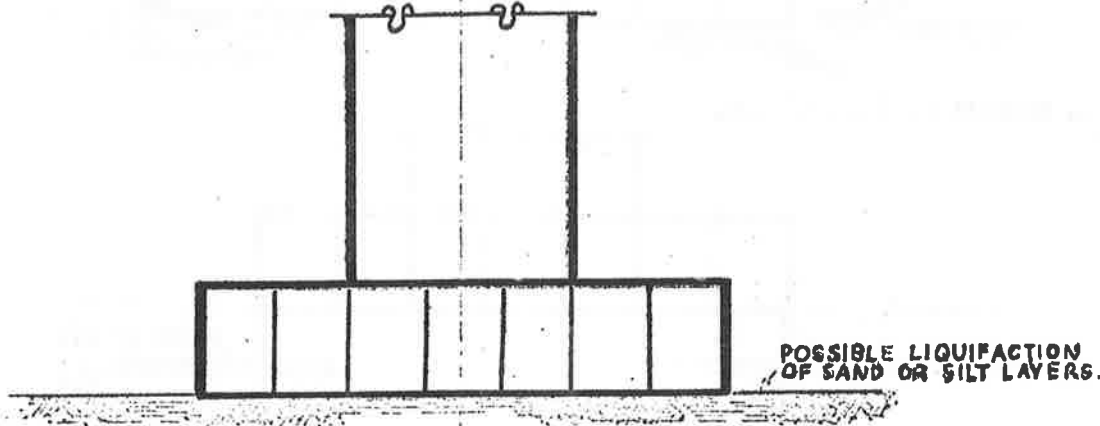


iii: INCLINED PLATFORM, LEVELED DECK STRUCTURE.

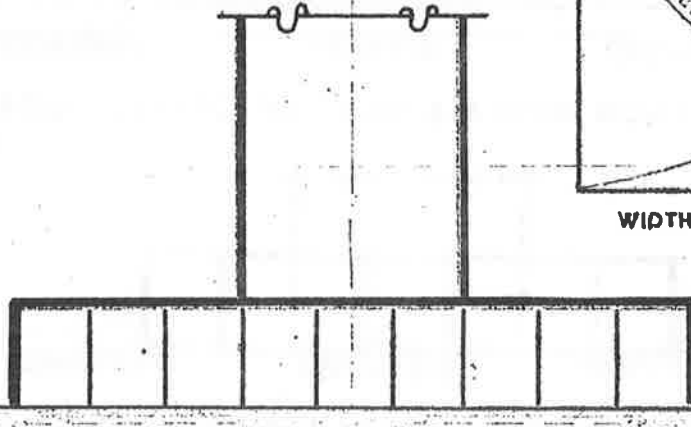
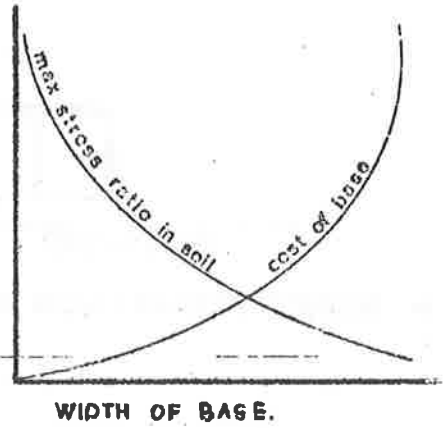
POOR TOPOGRAPHY OR AN UNLEVEL SEABED.

Fig.21

ROCKING MOTION DUE TO CYCLIC LOADING.



i: THE PROBLEM.



ii: WIDE BASE SOLUTION.

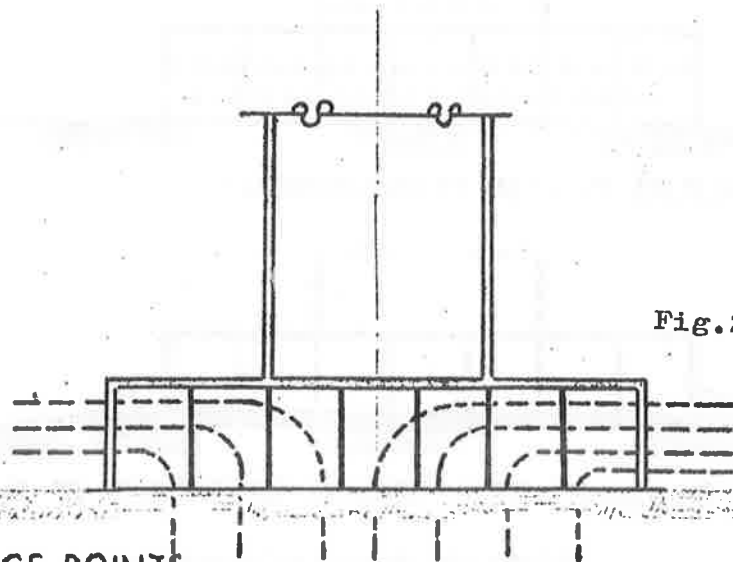
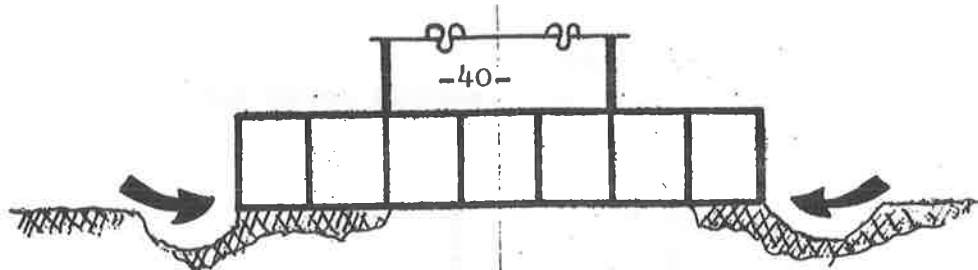


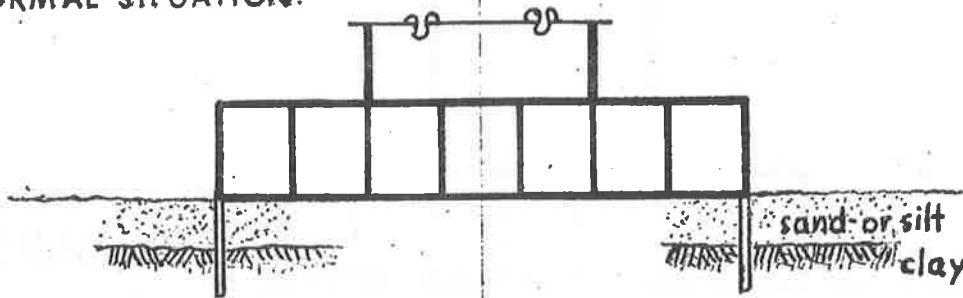
Fig.22

iii: DRAINAGE POINTS.

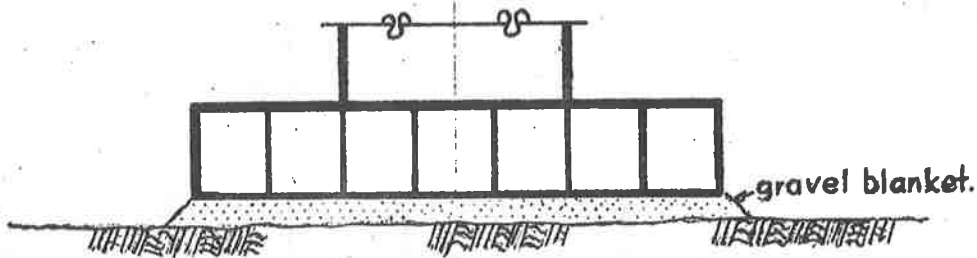
PORE PRESSURE REDUCTION.



i: NORMAL SITUATION.



ii: PERIMETER PENETRATION SKIRT.



iii: SEABED PREPARATION WITH MATTRESS OF GRAVEL PRIOR TO INSTALLATION

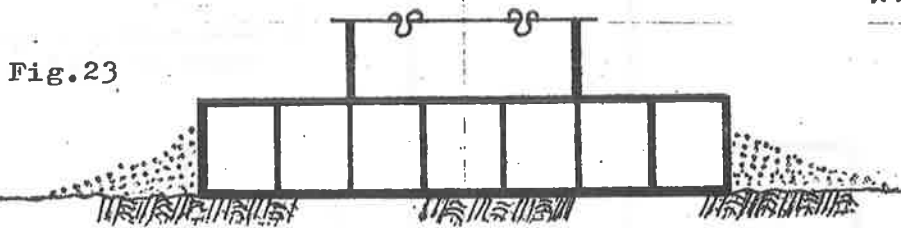
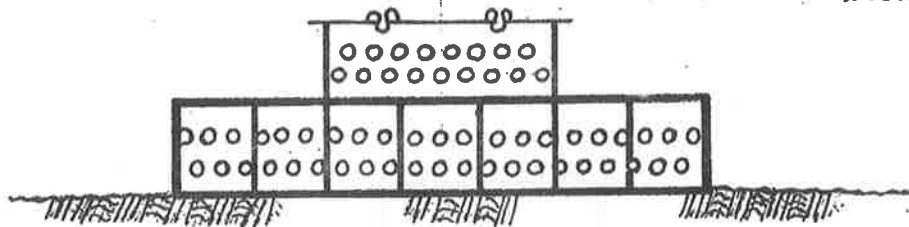
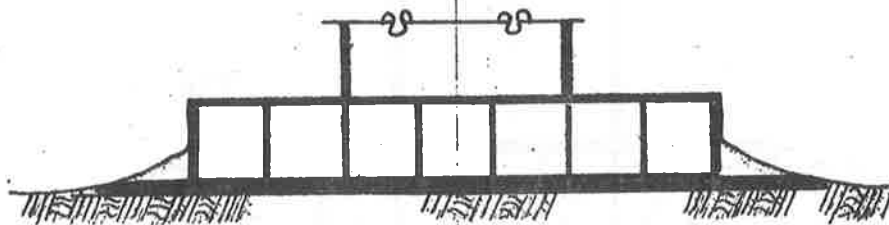


Fig.23

iv: PROVISION OF GRAVEL SCOUR BLANKET AROUND PERIMETER AFTER INSTALLATION.



v: BASE OF STRUCTURE IS SEMI TRANSPARENT.



vi: PROVISION OF PERIMETER TRAY WITHIN BASE RAFT OF PLATFORM.

SCOUR PROTECTION.

ti sovrastanti e per tanto deve venir considerata la risposta della struttura attraverso il calcolo delle sue frequenze proprie e dello smorzamento strutturale, del fondale e dell'acqua.

La massa effettiva della struttura è quella reale nell'aria, dovuta al peso proprio, più quella dei fluidi contenuti (es. zavorramento con acqua di mare). Per la parte immersa interviene la così detta massa idrodinamica. Per strutture a torre quest'ultima si avvicina a quella relativa al volume di acqua spostata.

Per larghi cassoni o strutture di base questa massa aggiunta varia fra il 25÷50% della massa del liquido spostato. Le forze originate da un forte sisma possono raggiungere punte di due o tre volte quelle dovute all'onda di progetto. L'effetto del sisma può essere ridotto mediante una scelta accurata della struttura tale di minimizzare la massa reale e quella idrodinamica ed ottenere periodi naturali sufficientemente lunghi.

Normalmente si considera sufficientemente cautelativo rientrare nel limite di 3÷6 sec. Per certi tipi di strutture si può pensare ad uno "sganciamento controllato", quando le forze originate dal sisma superino una certa soglia; ciò può avvenire ad esempio per natanti ancorati.

Altri fenomeni di tipo sismico possono essere considerati ancora:

- le onde da maremoto (tsunami), che aumentano la pressione idrostatica.
- le onde dovute ad uno shock acustico, anch'esse provocanti delle sovrappressioni.

14 - Effetti dell'acqua salata - del petrolio e dei liquidi criogenici -

Acqua salata. L'acqua di mare attacca il calcestruzzo in vavi modi.

La saturazione del calcestruzzo nell'acqua di mare ne abbassa leggermente la resistenza, mentre ne riduce il ritiro e le caratteristiche viscosi.

Gli ioni di magnesio possono sostituire gli ioni di calcio nel cemento, producendo una perdita di resistenza. Gli ioni di cloro riducono la passivazione (pH) che il calcestruzzo fornisce all'acciaio. Vale in generale quanto esposto al § 7.

Petrolio. Il petrolio ed i prodotti petroliferi hanno un ridotto potere aggressivo sul calcestruzzo finchè il contenuto di acidi, solfiti od oli grassi non è eccessivo.

Strutture in calcestruzzo non rivestite possono essere adibite a serbatoi di grezzo.

Se il calcestruzzo non è ancora saturato d'acqua, il petrolio vi penetra: questo fatto può portare ad una riduzione del 12%

della sua resistenza a compressione con un lieve aumento di poco meno del 12% della sua resistenza a trazione.

Il calcestruzzo non è impermeabile ai gas leggeri.

Liquidi criogenici. Il calcestruzzo mostra un comportamento eccellente se soggetto all'azione diretta di liquidi criogenici, manifestando solo una leggera spelatura superficiale.

Le barre di acciaio normali o da precompresso immerse nel calcestruzzo esposto temporaneamente all'azione di liquidi criogenici vengono da queste protette e non dimostrano fenomeni di fragilità.

15 - Metodi di costruzione -

La costruzione di una struttura marina in c.a. differisce fundamentalmente dalla costruzione di una struttura convenzionale sotto vari aspetti:

- a - si tratta usualmente di strutture molto grandi e massicce, che devono essere spostate via mare dal luodo di costruzione ad un altro
- b - il controllo del peso e le tolleranze dimensionali divengono molto importanti per mantenere i requisiti navali previsti
- c - il controllo di qualità è pure estremamente importante. Particolare cura deve essere riservata ai giunti di co

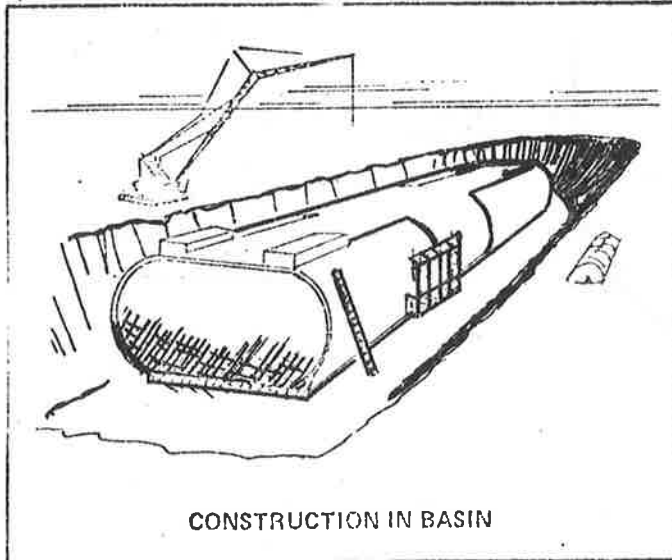
- struzione che devono risultare impermeabili all'acqua.
- d - la concentrazione delle operazioni di costruzione in uno spazio limitato richiede lo sviluppo della prefabbricazione o di altri metodi atti a decongestionare il lavoro di cantiere
 - e - parti importanti della struttura devono venir confezionate al largo e richiedono una attenta cura nella determinazione del pescaggio, della stabilità e della resistenza in ogni singola fase.

I sistemi costruttivi per far fronte a questa necessità comprendono

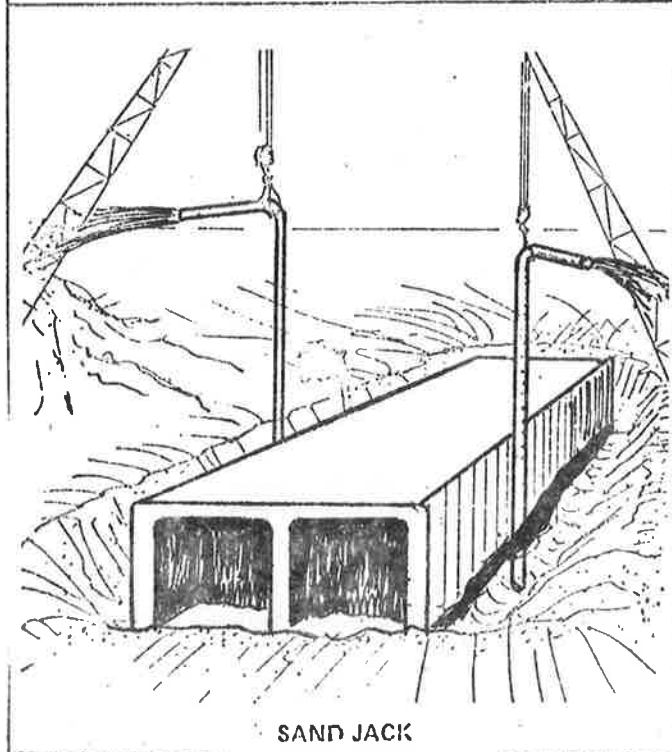
- la costruzione di una fondazione di base in un bacino scavato o entro una chiusa
- Fig. (24) - la flottazione della parte costruita verso il largo usando un cuscino d'aria temporaneo per ridurre il pescaggio, indi il completamento delle strutture di base
- la costruzione con casseforme rampanti delle pareti delle celle, delle torri, ecc. permettendo la graduale immersione della struttura e provvedendo a creare la necessaria contropinta per sostenere il peso addizionale
- (25) - la messa in opera di grandi elementi prefabbricati a mezzo di grandi gru o bigli su pontoni; la giunzione con resine di elementi sottoposti a post-compressione
- l'uso della struttura mista, mediante getto in opera su elementi prefabbricati di sostegno e collegamenti a questi a

METHODS OF LAUNCHING

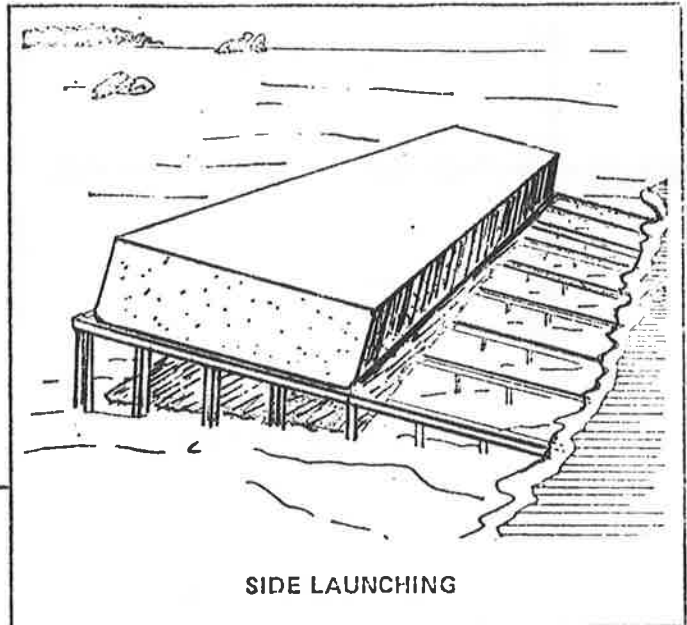
Fig. 24



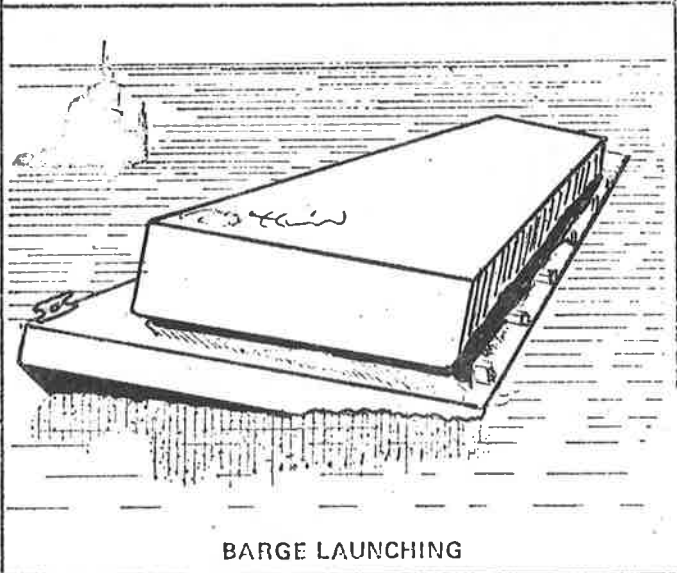
CONSTRUCTION IN BASIN



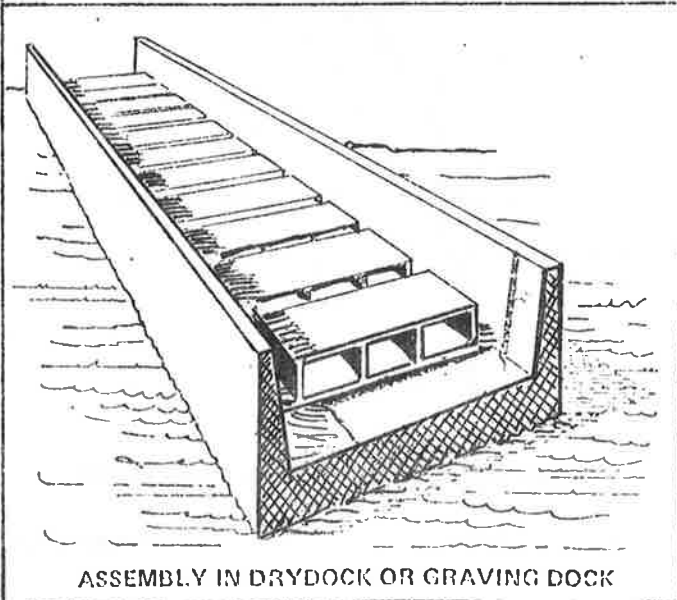
SAND JACK



SIDE LAUNCHING

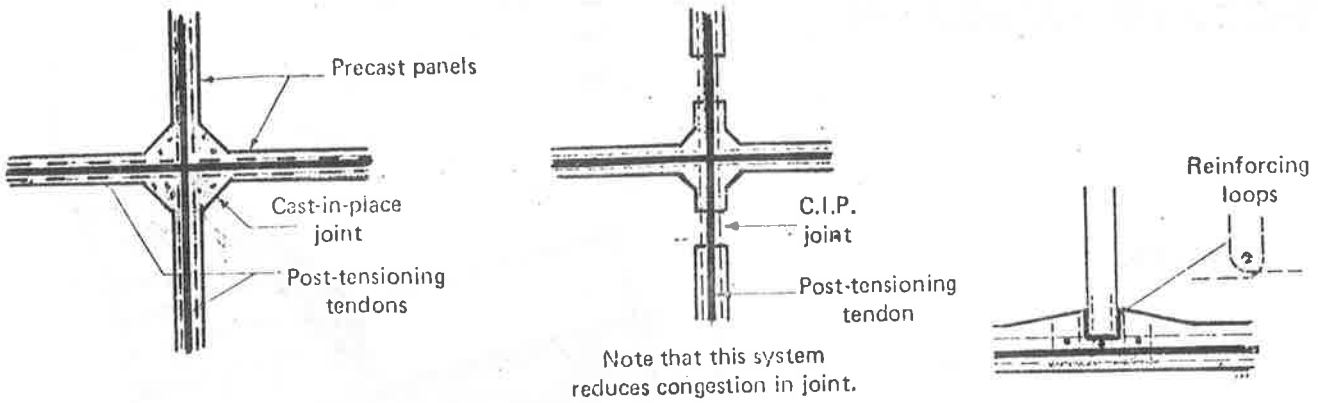


BARGE LAUNCHING

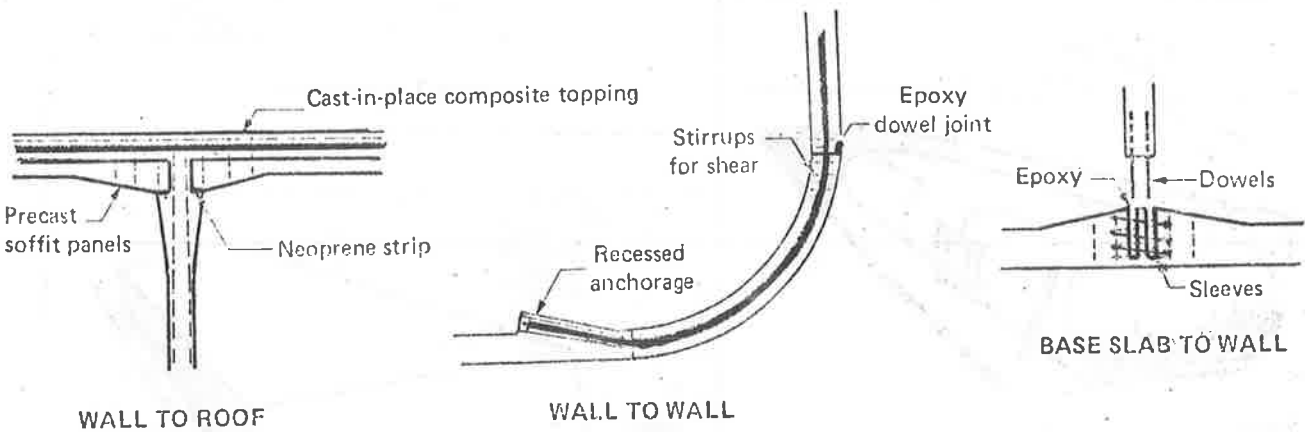


ASSEMBLY IN DRYDOCK OR GRAVING DOCK

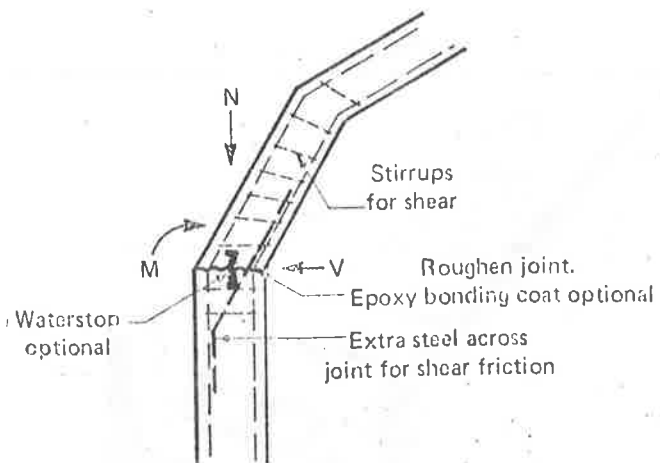
METHODS OF FABRICATION



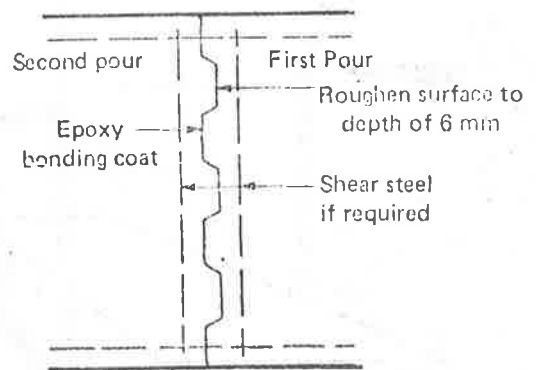
INTERSECTING WALLS



TYPICAL CONNECTION DETAILS FOR PRECAST SEGMENTS



HORIZONTAL CONSTRUCTION JOINT



VERTICAL CONSTRUCTION JOINT

Fig. 25

mezzo di staffature o saldature dei ferri.

A causa del costo di approntamento di larghi bacini, specie se scavati lungo la costa e alle limitazioni di pescaggio si possono usare altri sistemi di costruzione fra i quali:

- costruzione su una grande chiatta e successivo affondamento di questa in modo da far galleggiare la struttura
- scavo di un bacino senza togliere l'acqua; riempimento del bacino con sabbia fino ad un livello tale da poter lavorare all'asciutto; costruzione della struttura parziale o totale; affondamento della struttura mediante asportazione della sabbia prima predisposta, ottenendo il galleggiamento; flottazione della struttura, attraverso opportuni passaggi, verso il largo.

Questo metodo viene usualmente denominato "sand-jack method".

- costruzione della struttura in sezioni indipendenti, flottabili singolarmente verso il largo; successivo collegamento in una struttura monolitica, come si è operato ad esempio per il ponte galleggiante del Hoòd Canal a Washington, per un grande bacino nel settentrione della Spagna e per il superbacino di Genova.

16 - I procedimenti di post-tensione -

La precompressione degli elementi in c.a. eseguita in epoca

successiva alla loro messa in opera, indicata spesso col termine "post-tensione" con riferimento all'acciaio, ha giocato un ruolo estremamente decisivo nell'estendere lo uso delle strutture marine in c.a.

La post-tensione può venir usata infatti per collegare segmenti o interi elementi come per esempio nel caso di strutture flottanti (come nel costruendo bacino galleggiante di Genova).

fig. La post -tensione temporanea può essere applicata per far
(26) fronte a quelle condizioni di sovrasollecitazione che posso-
(27) no verificarsi durante alcuni fasi di costruzione.

Nella post-tensione definitiva, va posta particolare cura nel completo riempimento delle guaine con l'iniezione di malta.

Poichè nelle strutture marine le guaine hanno molto spesso andamento verticale, è necessario fare attenzione al "bleeding".

17) *Il problema delle penetrazioni e degli inserti -*

Spesso deve venire usata, specie attorno ai fori di penetrazione, una adatta armatura in acciaio normale o in re te saldata.

Per evitare danneggiamenti dovuti ad eventuali fessurazioni del calcestruzzo, in tali zone può usarsi un'armatura

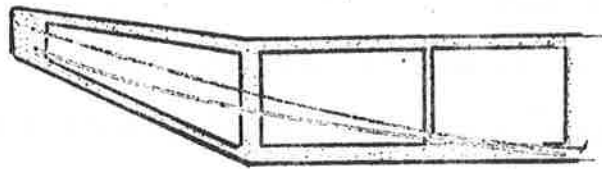


Fig. 26

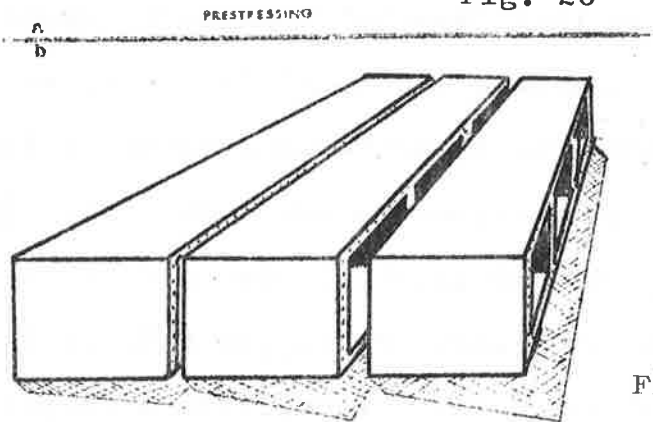


Fig. 27

FIG.27-PRESTRESSING AND SEGMENTAL CONSTRUCTION

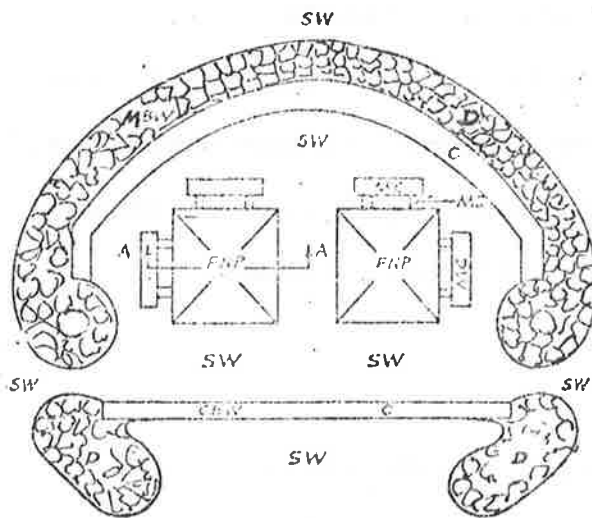
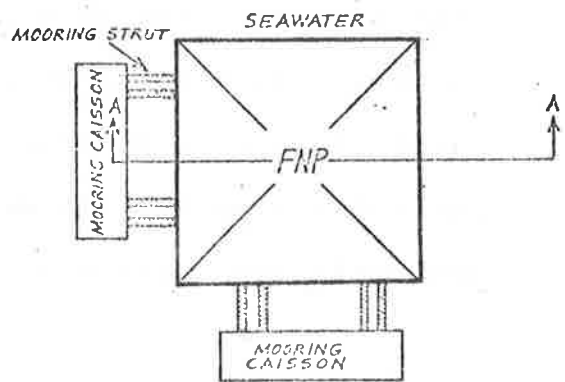
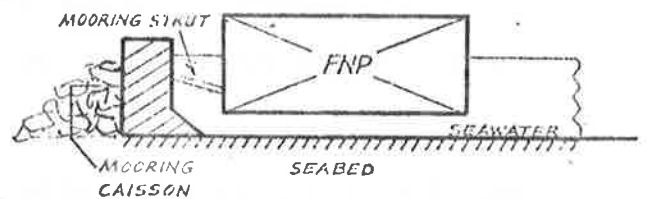


Fig.28 Floating nuclear plant site (two plants). Key: FNP = floating nuclear plant; MC = mooring caisson; SW = seawater; MBW = main break water; CBW = closure breakwater; MS = mooring strut; c = breakwater caissons; D = breakwater armor units. Approximate size of FNP: length = 400ft; width = 375ft; weight = 3×10^8 lb.



a. PLAN VIEW



b. SECTION A-A

Mooring system. (a) Plan view; (b) section A--A.

galvanizzata, purchè questa sia stata passivata in stabilimento con bagno in soluzione di sali di cromo.

Gli inserti come piastre, collari di attacco di tubazioni ecc. devono essere rivestiti di resine o galvanizzati.

Questi inserti e le loro "zanche" di attacco devono avere una distanza pari almeno a 6 cm. dall'armatura in acciaio propria della struttura: la protezione catodica degli inserti e dell'acciaio strutturale deve consistere solo in anodi sacrificali, poichè il metodo della corrente impressa può sviluppare sufficiente voltaggio tale da far sì che sia l'armatura normale o del precompresso a comportarsi da anodo.

Si può pure far uso di una "schermatura" progettata da specialisti per proteggere l'armatura strutturale.

Tutte le parti da inserire dovrebbero venir collegate alla struttura vera e propria con procedimenti di post-tensione, per evitare sollecitazioni aggiuntive negli inserti stessi, immagazzinate durante il processo di costruzione.

18 - Ispezione - Strumentazione e manutenzione -

Le strutture marine, quando non vengono progettate secondo le norme ministeriali, in certi paesi ancora inesistenti, vengono sottoposte al controllo di organi tecnici legati alla società d'assicurazione.

Queste prescrivono spesso che le ispezioni durante la costruzione ed il servizio vengano stabilite come parte integrante del progetto originale.

Le specifiche si riferiscono essenzialmente al controllo delle seguenti tolleranze:

- la qualità del calcestruzzo
- lo spessore delle pareti
- gli errori di circolarità negli elementi cilindrici
- gli errori di verticalità
- di errore di piazzamento
- la posizione dell'armatura
- il ricoprimento dell'armatura

Un certo grado di fessurazione durante la costruzione per ritiro e calore di idratazione non può essere evitato. Queste fessurazioni possono essere ammesse nelle zone che saranno poi sottoposte a compressione; non ammesse se le zone saranno sottoposte a carichi ciclici.

L'apertura delle fessure deve essere un dato specificato nel progetto, come pure il tipo di difetto superficiale dovuto all'essudazione del latte di cemento deve essere limitato sia nello spessore che nell'estensione. Qualora i difetti superficiali siano più estesi devono essere specificati i mezzi di riparazione accettabili: se la porzione interessata dal difetto deve essere rimossa oppure riparata con rivestimento di resina.

Lo stabilire l'eventualità di tali interventi già in sede di progetto assicura una minor perdita di tempo all'atto del verificarsi degli inconvenienti accennati.

L'ispezione durante il servizio dell'opera richiede un programma di interventi periodici e straordinari dopo severe tempeste od incidenti.

Il progetto dovrebbe indicare la localizzazione delle zone particolarmente critiche ed il tipo di danneggiamento più probabile, come pure nel progetto dovrebbe essere previsto un facile accesso a tali zone.

Una adeguata strumentazione deve essere messa in opera durante la costruzione per un controllo delle singole operazioni ed in forma definitiva sulla struttura in servizio: è molto importante la affidabilità della strumentazione predisposta.

In generale è da prevedersi una certa sovrabbondanza di strumentazione ed un sufficiente controllo incrociato con vari tipi di strumenti per prevenire allarmi ingiustificati dovuti al cattivo funzionamento di qualche strumento tipo "strain gages" ecc.

Le riparazioni di strutture marine in c.a. o c.a.p. in seguito a danneggiamenti sono attualmente possibile con le nuove tecniche, basate prevalentemente sulle iniezioni di resine

epossidiche che fanno presa anche su superfici umide o bagnate.

L'uso di aggregati preconfezionati con malta (pre-pakt) è stato impiegato con successo per il ripristino di zone erose di tipo cavernoso.

L'uso di procedimenti tipo gunitatura possono venire applicati avendo cura che le barre risultino ben avvolte dal materiale di apporto.

In certi casi strutture flottanti sono state riportate col semplice uso di malta di cemento a presa rapida.

19 - Considerazioni sulla sicurezza -

Le strutture marine fisse e flottanti devono essere progettate con un grado di sicurezza altamente probabile per le condizioni di carico di servizio, per le condizioni di carico esterno e per le condizioni di incidente. Per quest'ultima condizione si assume usualmente la probabilità di un incidente in cento anni, per quanto in alcuni casi (centrali nucleari galleggianti ecc.) quando l'incidente coinvolga perdita notevole di vite umane, siano necessari criteri maggiormente cautelativi.

Fig.
(28)

Ogni elemento costruttivo importante e la struttura intiera nel suo insieme devono venir verificati sia in condizioni di servizio entro il campo elastico, sia allo stato ultimo, at

traverso tutte le fasi di costruzione.

Soprattutto va evitato un modo di rottura fragile: è essenziale la duttilità dopo la fessurazione, cioè un campo di resistenza oltre il carico considerato estremo nel progetto, tale da poter far subire alla struttura il danno senza collasso totale.

Il concetto di duttilità è collegato al concetto di ridistribuzione delle tensioni e all'assorbimento di energia. In danneggiamento non deve essere progressivo: è opportuno disporre nella struttura dei "punti forti" in modo che sia sempre mantenuta la stabilità, favorita dalla presenza di elementi sovrabbondanti.

20 - Sviluppi futuri -

Il notevole successo delle strutture marine in c.a. e c.a.p. è stato reso possibile dello sviluppo delle tecniche di costruzione e precompressione.

Nel progetto e nell'esecuzione intervengono peraltro diverse discipline:

- l'architettura navale
- l'idrodinamica
- l'ingegneria strutturale
- la tecnologia dei materiali
- l'ingegneria geotecnica

- l'ingegneria dei cantieri
- l'ingegneria della produzione

E' il contributo armonico di queste discipline che ha determinato l'attuale sviluppo.

Attualmente il futuro richiede nuove ricerche, ad esempio relativamente a:

- il comportamento del calcestruzzo sotto forti carichi e sotto sollecitazioni dinamiche in condizione di saturazione (immerso nell'idrosfera)
- la miglior conoscenza circa l'interazione aria-acqua-struttura-suolo specie sotto le condizioni estreme di origine sismica
- la miglior conoscenza circa i problemi di integrazione di elementi prefabbricati nella struttura completa monolitica.

Le strutture attualmente richieste presentano l'occasione per nuove evoluzioni costruttive e comprendono alcune applicazioni degne di nota.

fig. Fra queste ricordiamo:

- (29) - le strutture flottanti atte a sostenere un completo impianto di liquefazione di gas naturale e i relativi terminali
- (30) - le centrali nucleari galleggianti, protette da frangiflutti e ancorate
- (31) - i terminali e le costruzioni di perforazione nell'oceano Artico

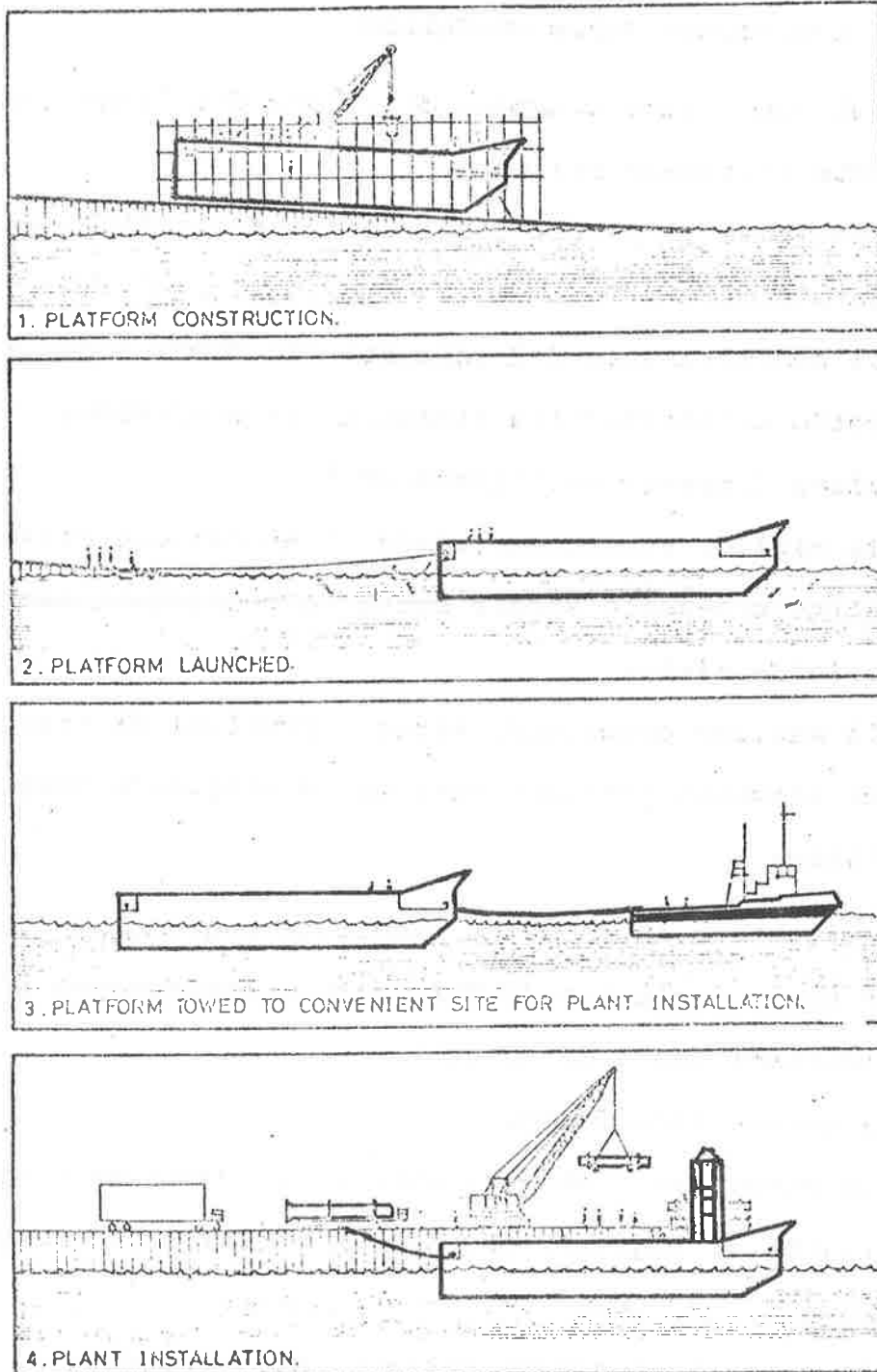
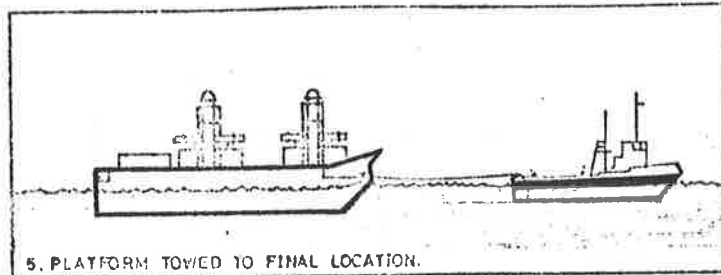
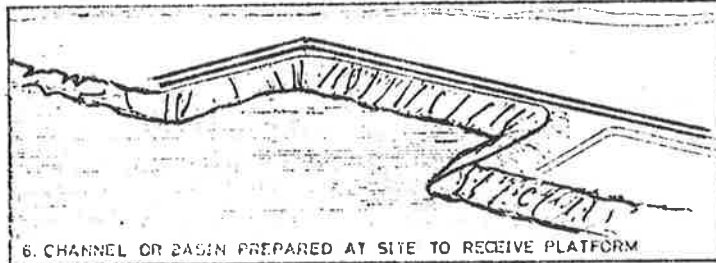


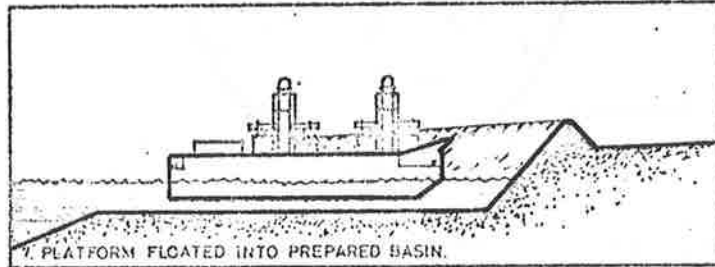
Fig. 29



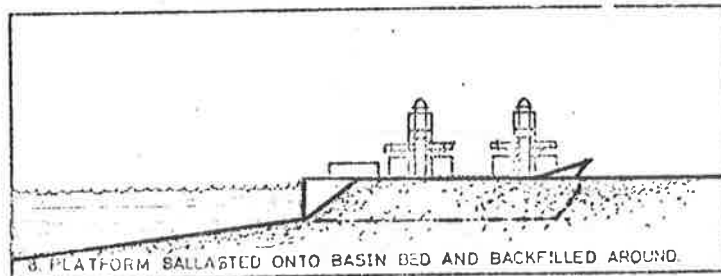
5. PLATFORM TOWED TO FINAL LOCATION.



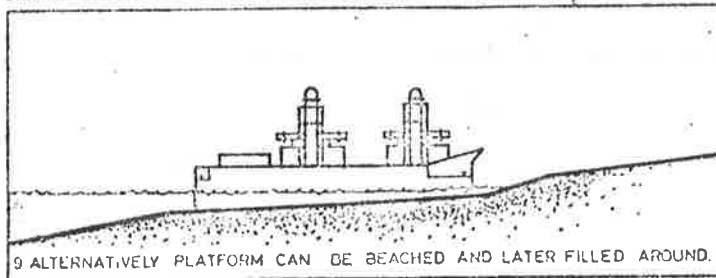
6. CHANNEL OR BASIN PREPARED AT SITE TO RECEIVE PLATFORM



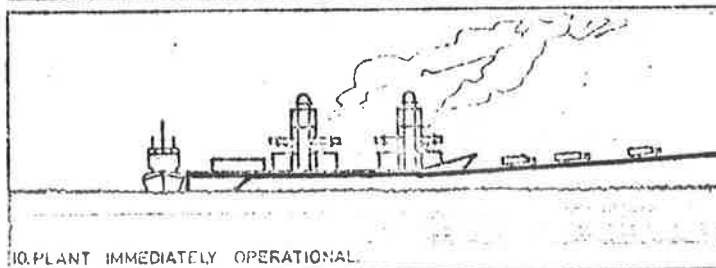
7. PLATFORM FLOATED INTO PREPARED BASIN.



8. PLATFORM BALLASTED ONTO BASIN BED AND BACKFILLED AROUND.

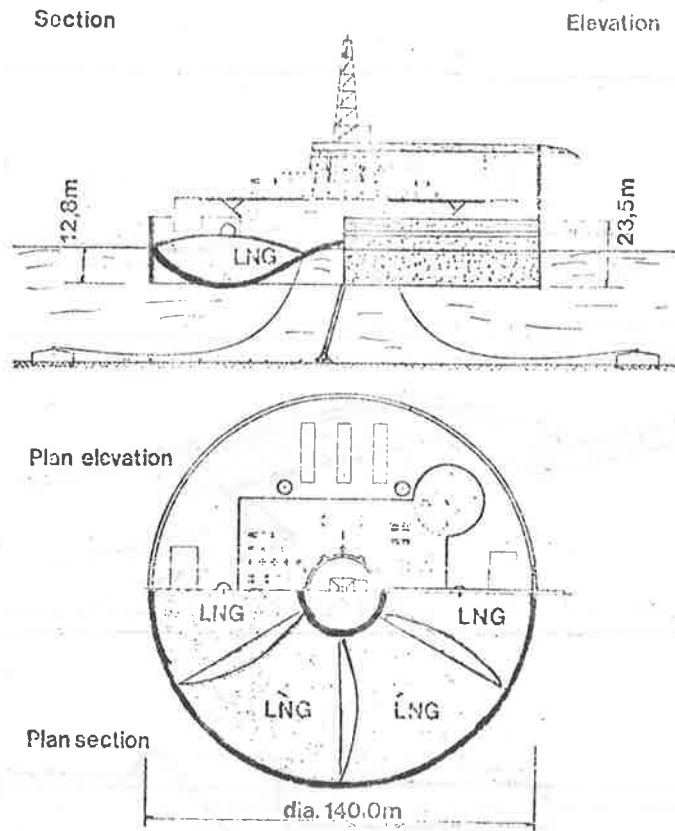


9 ALTERNATIVELY PLATFORM CAN BE BEACHED AND LATER FILLED AROUND.



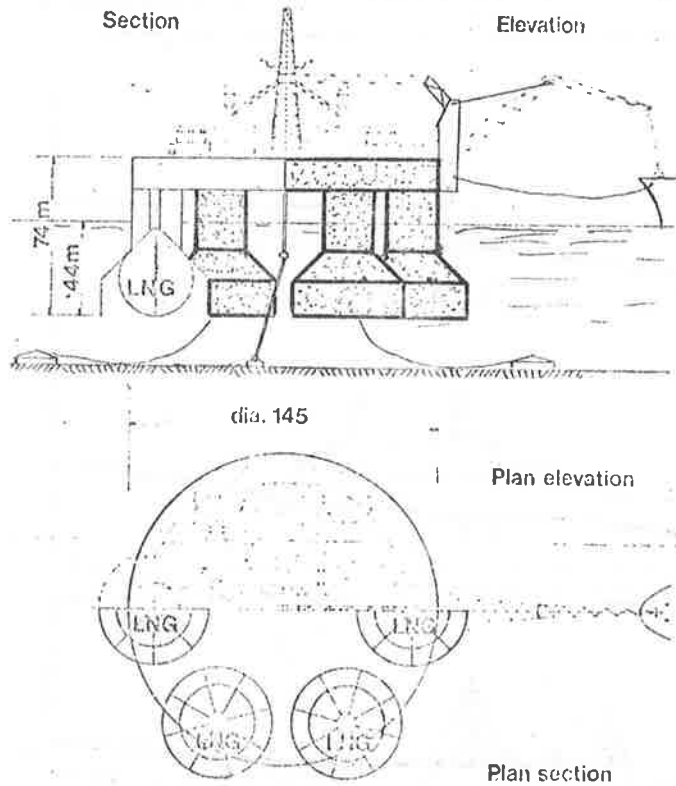
10. PLANT IMMEDIATELY OPERATIONAL.

Fig. 30

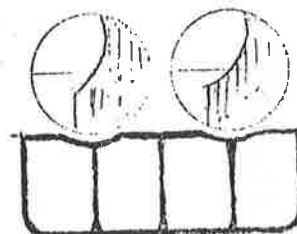
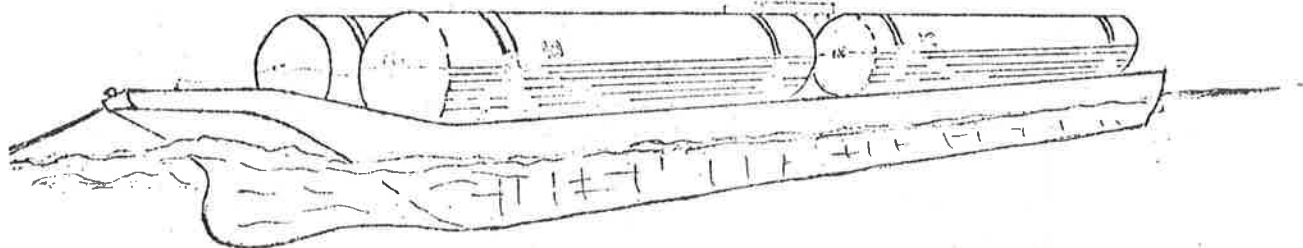


Figg. 31

Ponton für die Produktion und Lagerung von Flüssiggas –
Entwurf Dyckerhoff & Widmann



Formstabiler Halbtaucher für die Produktion und Lagerung von
Flüssiggas – Entwurf Dyckerhoff & Widmann
Verflüssigungsleistung 1100 m³/h – Lagerkapazität 125 000 m³
Consortium für
- Billinger & Berger, Blohm + Voss AG,
- Dyckerhoff & Widmann, Linde AG, Preussag AG, Technigaz



Prestressed concrete transport vessel has been approved "in principle" by the U.S. Coast Guard.

Fig. 32

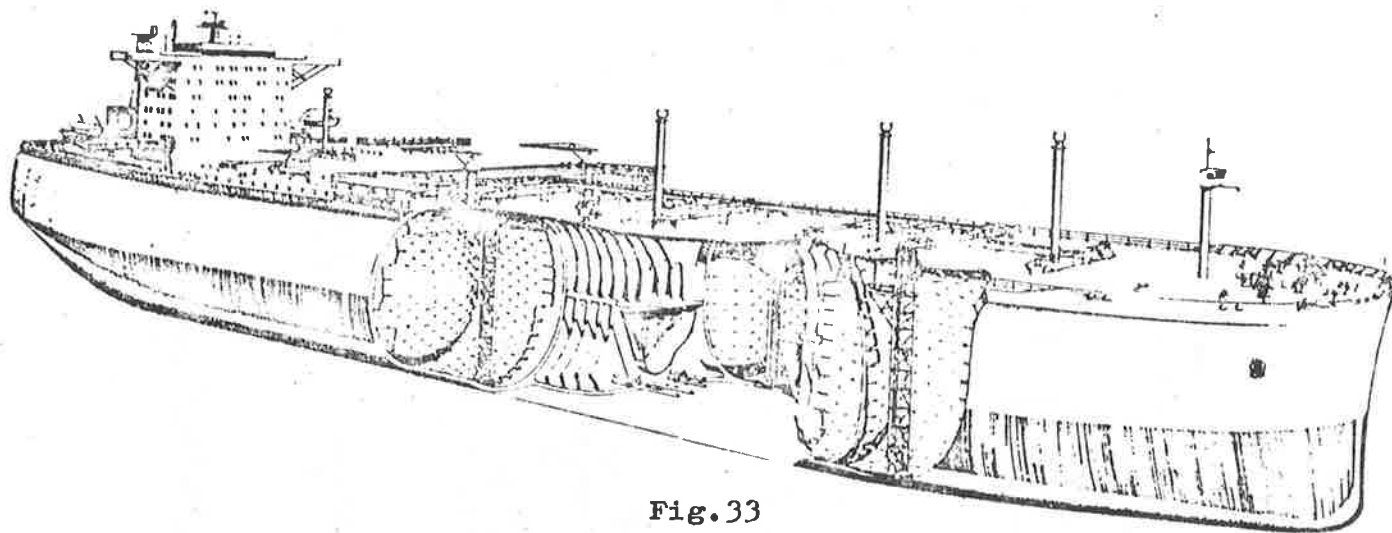


Fig. 33

Longitudinal

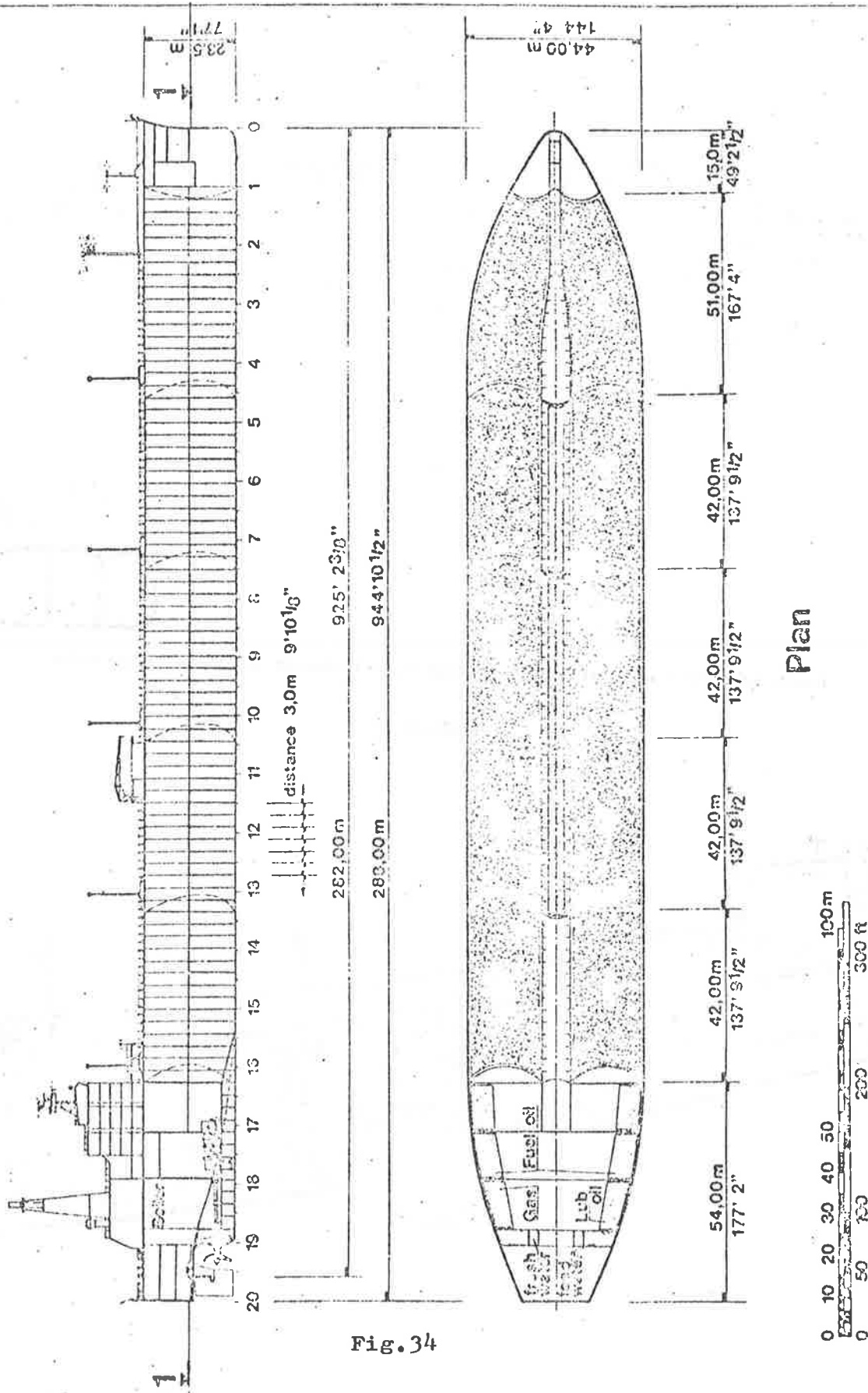


Fig. 34

Plan



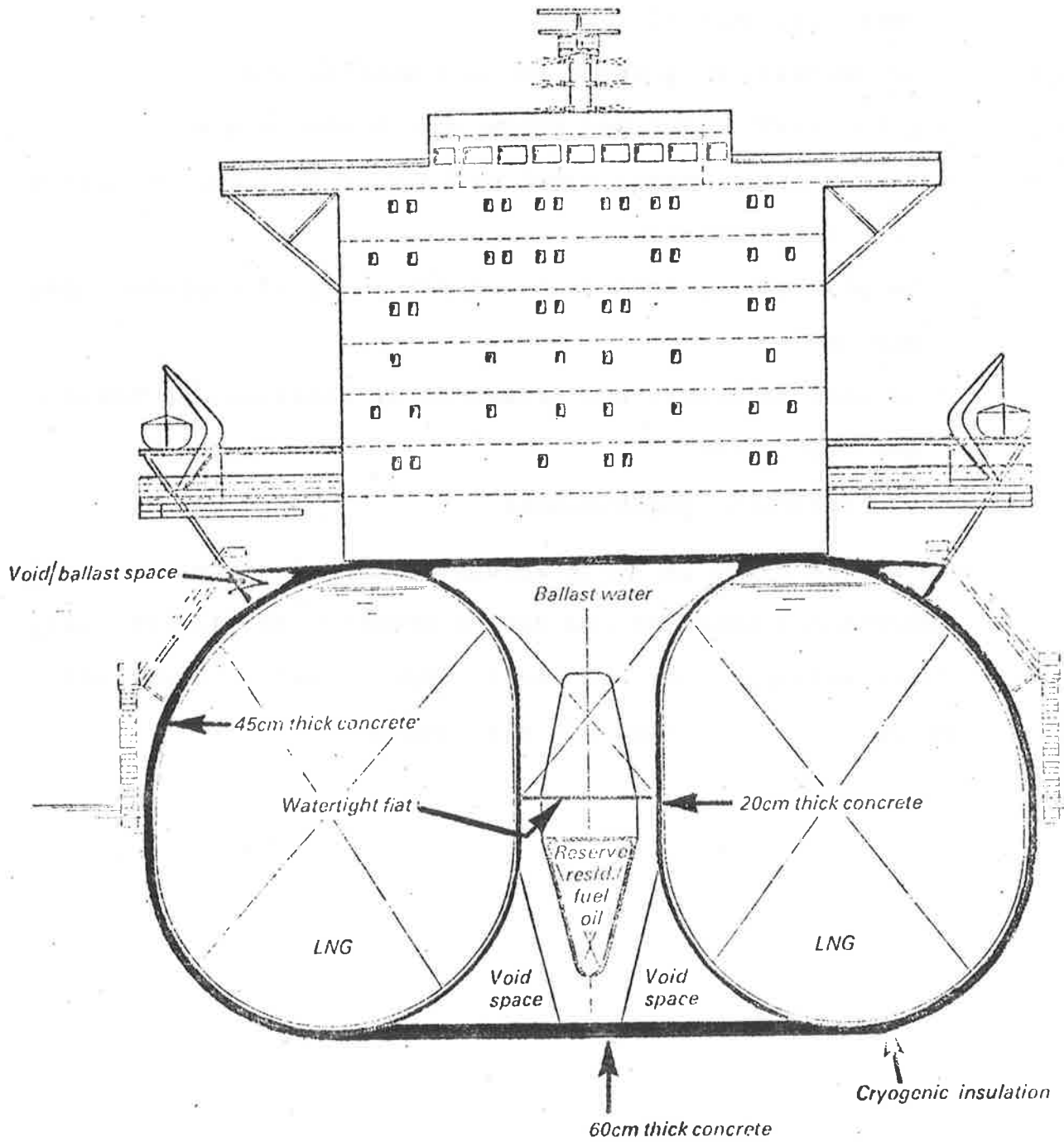


FIG. 35

- figg. - i tunnel galleggianti ed il trasporto ferroviario attra
(33) verso gli stretti
- (34) - le centrali di energia termica nell'oceano
- (35) - i terminali fissi per produzione e stoccaggio
- (36) - i laboratori mobili fuori costa e le basi per riparazioo
(37) ne - manutenzione
- le piattaforme semi-sommersibili per perforazione e proo
duzione
- le navi in c.a.p. per trasporto di materiali in massa o
gas liquefatti
- gli aeroporti galleggianti

La spinta a cui le varie scienze e tecnologie saranno sottoposte non potranno che essere positive per il loro ulteriore sviluppo, pur nei limiti imposti dalla conservazione delle risorse naturali e ambientali.

Fig. 36

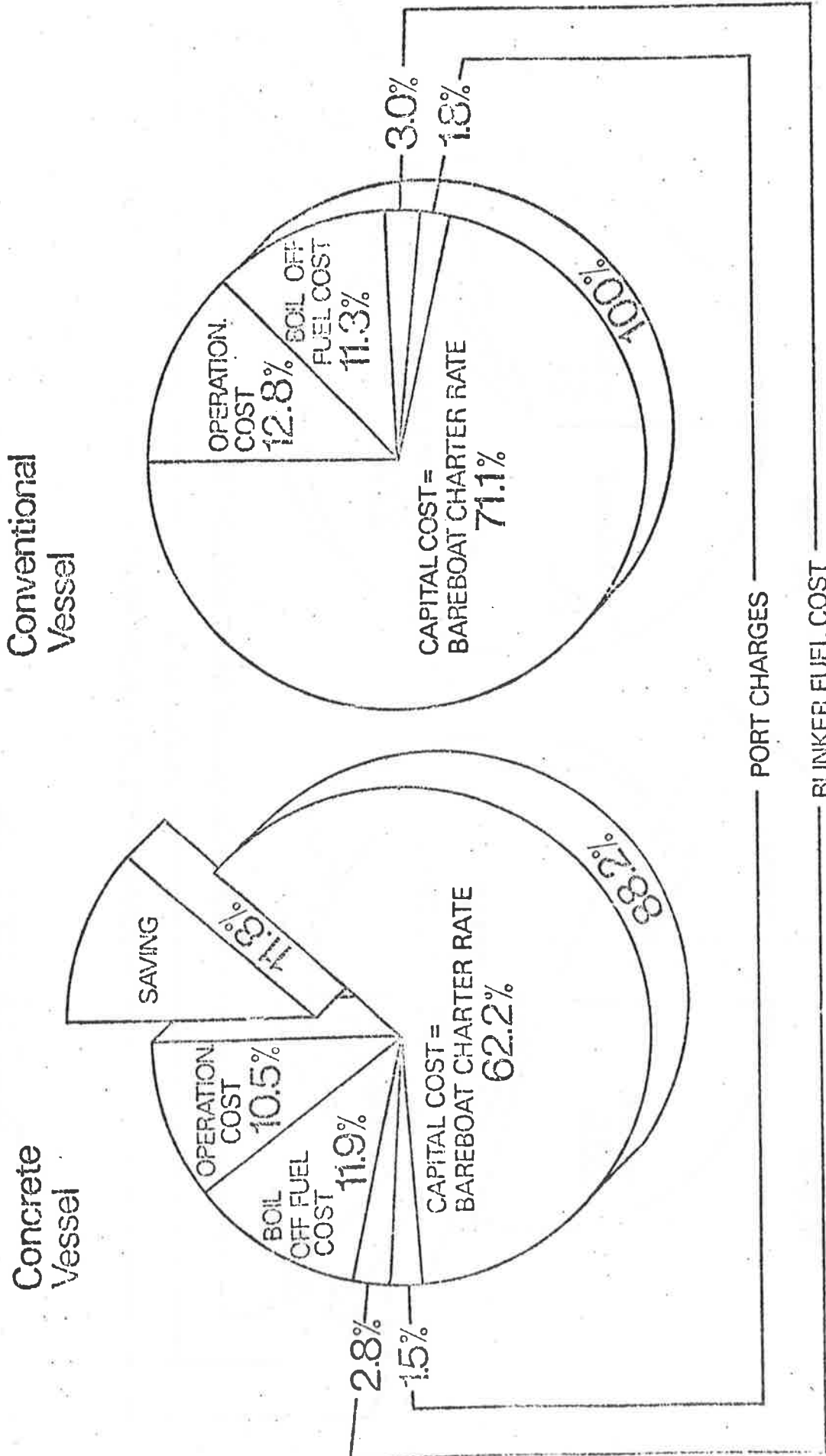


Fig.37

