

アンカー付深礎基礎の補強効果に関する解析的検討

名古屋工業大学 ○ 中井 照夫
鹿島建設(元・名工大学生) 小倉 一郎
富山県(元・名工大学生) 吉江 毅宏
大日本土木(株)技術研究所 加藤 十良

送電鉄塔等が大型化するのに伴い、引上げ力に抵抗できるより経済的な深礎基礎の開発が望まれている。このような目的で開発されている基礎の形状の1つとして深礎基礎にロックボルト状の補強材を接合したアンカー付深礎基礎¹⁾²⁾がある。ここでは、アンカー付深礎基礎の補強機構を、補強材の剛性、挿入方向を変えた有限要素解析を行うことにより、解析的に検討する。なお、解析にあたっては、地盤材料の構成式として、 t_{ij} -sand model³⁾を用い、アンカーあるいは基礎本体と地盤との境界面の摩擦特性は弾塑性ジョイント要素⁴⁾で評価している。

1. 解析の概要

深さ6.5m中心からの距離6.75mの軸対称条件下の砂地盤の中心に半径0.75m長さ6.0mの基礎が設置されている場合を想定する。図-1に示す4つのケースを想定し解析を行った。

- ①CASE0・・・補強材無し
- ②CASE1・・・補強材設置角度 0° (水平)
- ③CASE2・・・補強材設置角度 25° (下向き)
- ④CASE3・・・補強材設置角度 25° (上向き)

なお、補強材の長さはいずれも1mとし、各段6本ずつ6段に入れるものとする。図-2は1例として、CASE1について軸対称条件下の要素分割メッシュを示す。CASE1~3の補強基礎の各段には6本ずつの補強材が放射状に入っているが、解析では補強材の剛性と各段の補強材を含む面積を考慮して、等価な円盤状の補強材に置き換えられている。また、補強材および基礎本体と地盤との間の摩擦特性は弾塑性ジョイント要素⁴⁾で表現しその摩擦角は 40° としている。解析で用いた地盤材料の構成モデルは等方硬化型の砂の弾塑性モデル(t_{ij} -sand model³⁾)であり

- 1)砂の変形・強度特性におよぼす中間主応力の影響
- 2)ひずみ増分方向(ストレス・ダイレイタンスー式)におよぼす応力増分方向の影響
- 3)砂の正・負の両ダイレイタンスー

等を適切に表現できるモデルである。地盤材料としてはやや密詰め($e_0=0.68$)の豊浦砂を想定している。豊浦砂の土質パラメーターを表-1に示す。引上げ荷重は基礎体上端に上向き節点力を増分的に与えている。地盤の初期応力は砂の単位体積重量($\gamma_s=1.58\text{tf/m}^3$)と静止土圧係数($K_0=0.57$)から決めている。

また、補強材の剛性としては換算した曲げ剛性 $E I = 1.43\text{tfm}^2$ 、および引張り剛性 $E A = 2.29 \times 10^3\text{tf}$ を与えているが、 $E I$ および $E A$ をほぼゼロにした解析も行い補助効果に与える補強材剛性の影響についても検討を加える。

2. 解析結果と考察

図-3は $E I = 1.43\text{tfm}^2$ 、 $E A = 2.29 \times 10^3\text{tf}$ とした時の引上げ荷重 P ~基礎体変位 δ 関係を示す(なお、荷重 P には基礎体の自重分は含まれていない)。図中には無補強(CASE0)の結果を破線で示している。CASE1~CASE3のいずれの場合も補強効果が発揮されているが、特に斜め下方に補強材を入れたCASE2での補強効果が大きいことがわかる。図-4~6はCASE0~CASE2についての地盤内安全率(F.S.)分布、せん断ひずみ(ϵ_s)分布、および体積ひずみ(ϵ_v)分布の解析結果を示す。図-4の地盤内安全率分布の結果より、無補強(CASE0)では $P=70\text{tf}$ において、基礎体と地盤とのスベリにより、基礎体の周面の地盤の安全率だけが

Numerical study on reinforcing effect of caisson type pile with reinforcing bars; T.Nakai, I.Ogura, Y.Yoshie(Nagoya Institute of Technology) and T.Kato(Dai Nippon Construction Co,ltd)

小さくなることわかる。一方、CASE1およびCASE2は $P=120\text{tf}$ 時の安全率分布を示すが、特にCASE2では地盤内の安全率がほとんど低下しない。図-5は地盤内のせん断ひずみ(ϵ_s)分布の解析結果であるが、ここでも図-4の安全率分布と同様の傾向を示す。図-6は地盤内の体積ひずみ(ϵ_v)分布を表しているが、無補強の場合基礎体のまわりの地表面付近で体積圧縮がみられるが基礎体下部周辺では体積膨張を示す。また、CASE1ではこの体積圧縮する領域が外側に広がるのがわかる。一方、CASE2では各補強材まわりでの地盤が体積圧縮を示し、体積変化の傾向はCASE1と異なる。つまり、CASE2では基礎体のまわりの土の膨張を補強材が押さえていることになる。

図-7はCASE1~CASE3について $P=120\text{tf}$ 時の補強材(図-1のNo.1,4,6の補強材)の軸力分布(引張り側を正)を、図-8は曲げモーメント分布を示す。補強材を水平に挿入したCASE1ではいずれの補強材でも大きな引張り側の軸力は働かず、むしろ深い所の補強材では圧縮側の軸力が働く。一方、斜め下方に補強材を入れるCASE2では大きな引張り側の軸力が働き、先程の図-6の体積ひずみ分布の結果と考え合わせると、引張り補強材として十分機能していることがわかる。また、斜め上方に補強材を入れるCASE3では圧縮軸力が働くことになる。図-8の曲げモーメント分布の結果では、CASE1では大きな曲げモーメントが基礎体と補強材の接着部で働いているが、CASE2やCASE3では曲げモーメントはそれほど大きくない。以上、補強材の部材応力の解析結果からも、補強材の挿入方向の違いによって補強機構が異なることが理解される。

CASE1~CASE3の補強機構の差異を明確にするため、補強材の曲げ剛性 $E I$ および引張り(圧縮)剛性 $E A$ をほぼゼロにした解析結果を示す。図-9は曲げ剛性だけをほぼゼロにした時の引上げ荷重 P ~基礎体変位 δ 関係を示す。この場合も斜め下方に補強材をいれたCASE2の補強効果が最も大きいことがわかる。さらに、この時のCASE2の P ~ δ 関係は曲げ剛性がある場合の図-3の結果とほぼ同じである。したがって、CASE2のような補強材の挿入の仕方をした時は、上述したように引張り補強材と機能し曲げ剛性はほとんど影響していない(これは例えば曲げ剛性が大きくない木や草の根が地盤斜め下方にはるることにより引上げ力に抵抗していることに対応する)。一方、水平に補強材を入れるCASE1では、たとえ引張り剛性があっても曲げ剛性がなければ無補強の場合と差がないので引張り補強材としての補強効果は期待できないようである。一方、図-10は引張り(圧縮)剛性だけをほぼゼロとしたときの解析結果であるが、この場合水平方向に補強材を入れるCASE1が最も補強効果が大きくなる。これはCASE1の場合曲げ補強材として機能することからも理解される。ただ、ここでの解析結果全体を通して考えると、引張り補強材として挿入した場合の方が曲げ補強材として挿入した場合よりも補強効果が大きくなることが想像される。

以上、本報ではすでに開発されているアンカー付深礎基礎の補強機構について数値解析的な観点から検討した。今後、モデル試験および実物大試験結果等との比較検討により、補強効果の定量的な評価ができるものと思われる。

謝辞

本研究のきっかけを与えていただき、ご助言、ご助力をいただいた名古屋大学、松尾稔教授、浅岡顕教授、大日本土木(株)技術研究所上野誠氏に感謝いたします。

参考文献

- 1)松尾稔,上野誠,関野英男,加藤十良(1987):砂地盤における地盤補強型基礎の力学特性に関する実験的研究、土木学会論文集、No.379,83-91.
- 2)Matsuo, M. & Ueno M. (1989): Development of ground reinforcing type foundations, Proc. XII ICSMFE, Vol.2, 1205-1208.
- 3)Nakai, T. (1989): An isotropic hardening elastoplastic model for sand considering the stress path dependency in three-dimensional stresses, Soils and Foundations, Vol.29(1), 199-137.
- 4)Nakai, T. (1985): Finite element computatoinis for active and passive earth pressure problems of retaining wall, Soils and Foundations, Vol.25(3), 98-112.

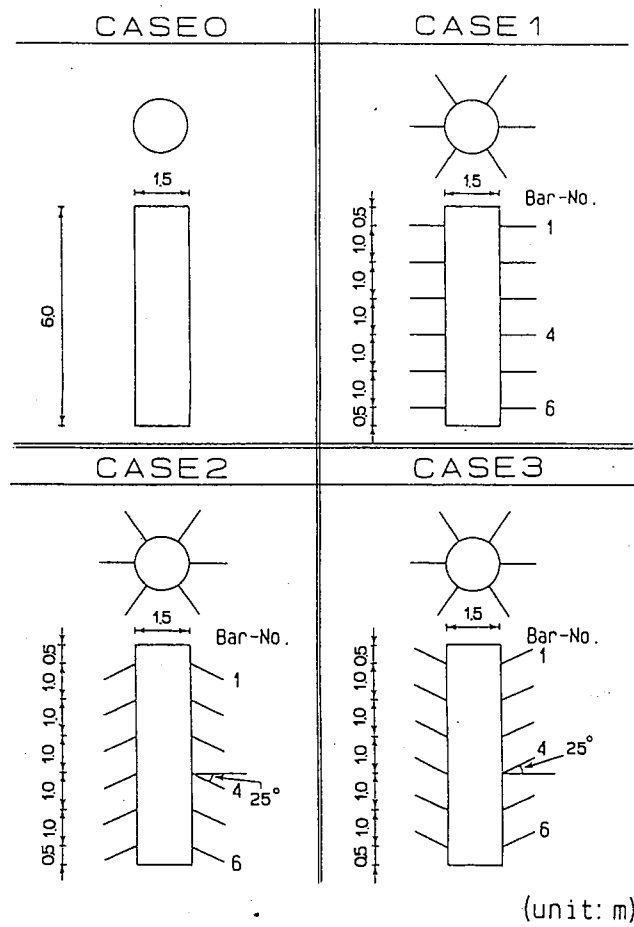


図-1 解析ケース

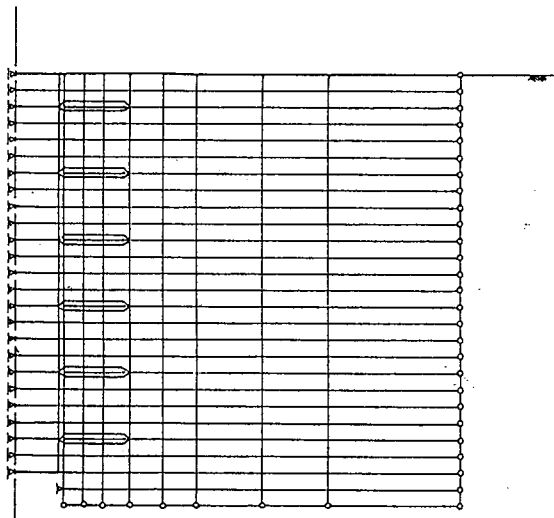


図-2 解析に用いたメッシュ図 (CASE1)

表-1 豊浦砂の土質パラメータ

C_t	0.84×10^{-2}
C_e	0.60×10^{-2}
m	0.3
$R_f \equiv (\sigma_1 / \sigma_3)_f(\text{comp.})$	4.7
$D_f \equiv (d\varepsilon_v / d\varepsilon_1)_f(\text{comp.})$	-0.6
α	0.85

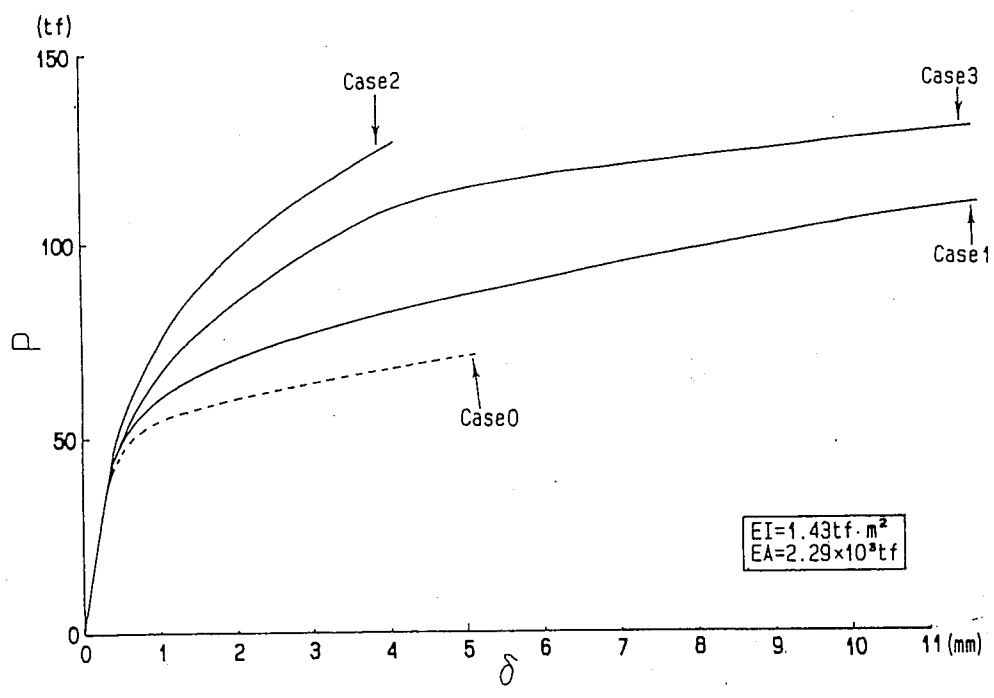
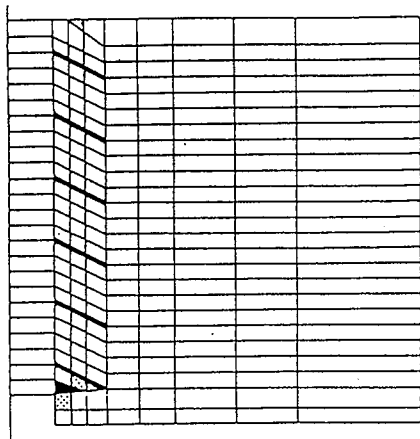
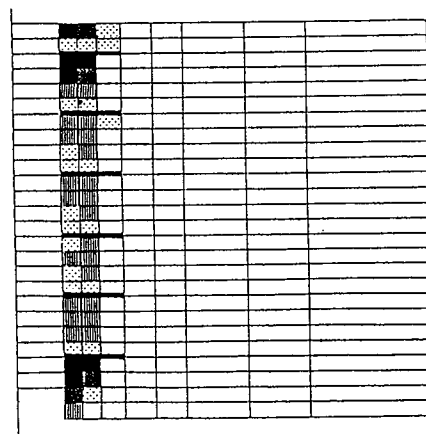
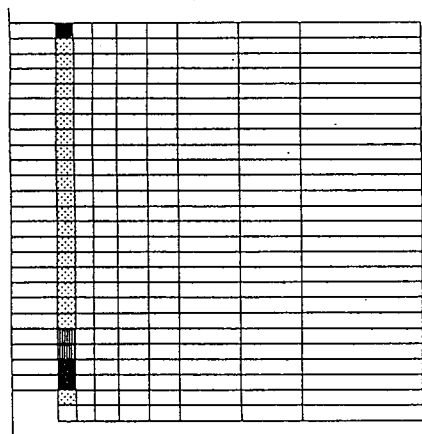
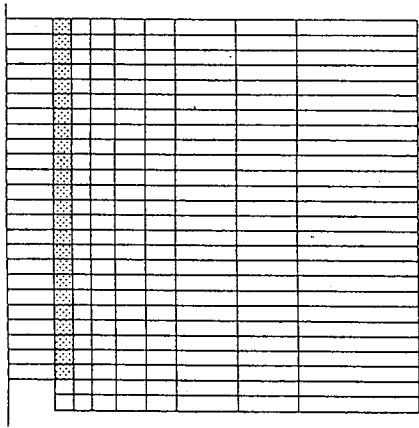


図-3 引き上げ荷重 P ~ 基礎体変位 δ 関係



- F.S.<1.0
- $1.0 \leq \text{F.S.} < 1.1$
- $1.1 \leq \text{F.S.} < 1.2$
- $1.2 \leq \text{F.S.} < 1.3$
- $1.3 \leq \text{F.S.}$

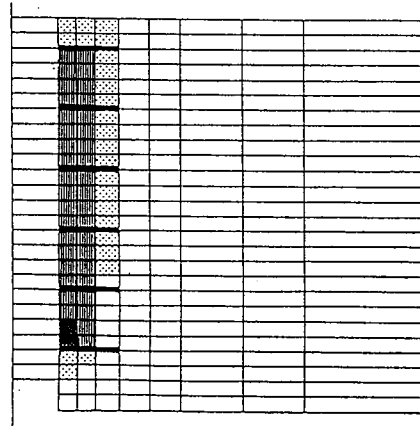
図-4 地盤内安全率分布



ϵ_d

Case0

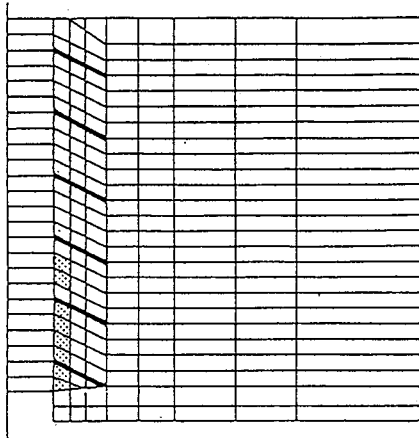
Load=70tf



ϵ_d

Case1

Load=120tf



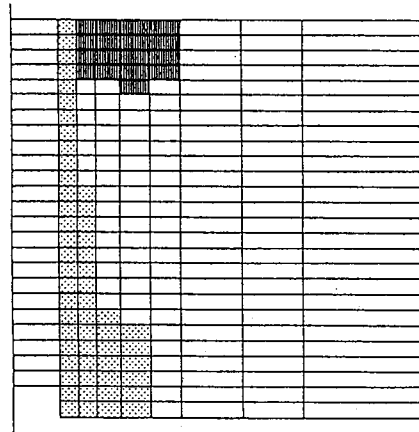
ϵ_d

Case2

Load=120tf

■ $4.0\% \leq \epsilon_d$
 ▨ $2.5\% \leq \epsilon_d < 4.0\%$
 ▩ $1.5\% \leq \epsilon_d < 2.5\%$
 ▤ $0.5\% \leq \epsilon_d < 1.5\%$
 ○ $\epsilon_d < 0.5\%$

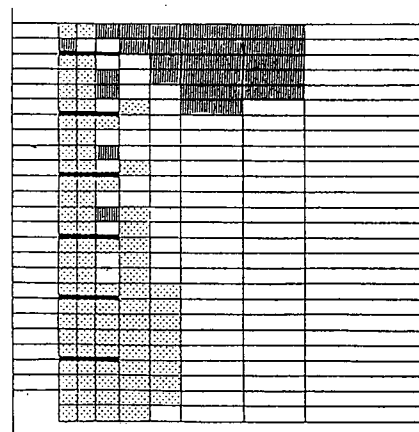
図-5 地盤内せん断ひずみ分布



ϵ_v

Case0

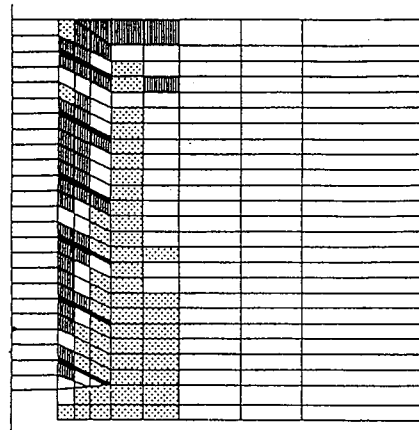
Load=70tf



ϵ_v

Case1

Load=120tf



ϵ_v

Case2

Load=120tf

▩ $0.1 \times 10^{-3} < \epsilon_v$
 ▨ $-0.1 \times 10^{-3} < \epsilon_v < 0.1 \times 10^{-3}$
 ▤ $\epsilon_v < -0.1 \times 10^{-3}$

図-6 地盤内体積ひずみ分布

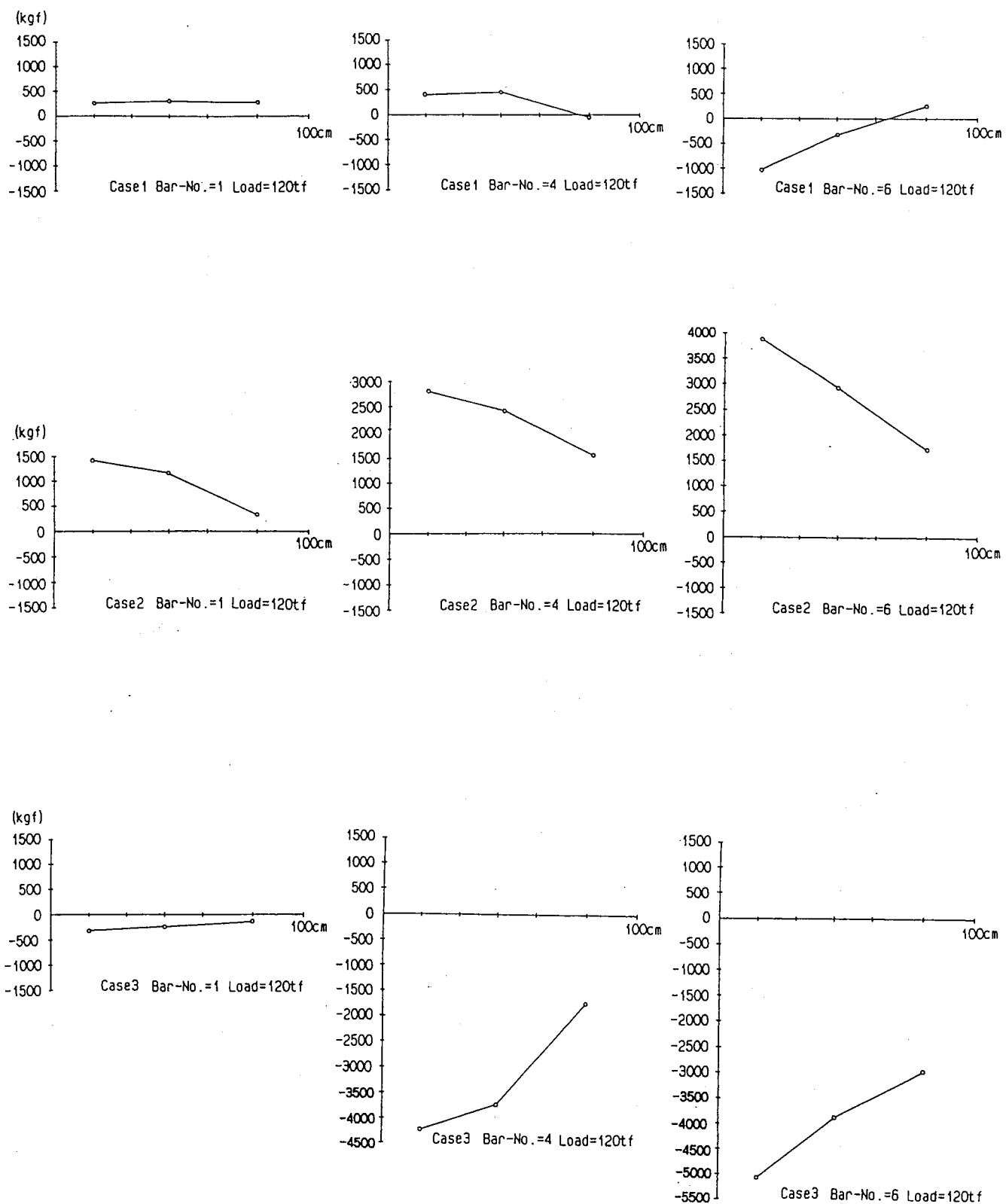


図-7 補強材の軸力分布

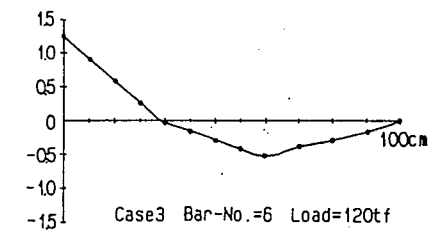
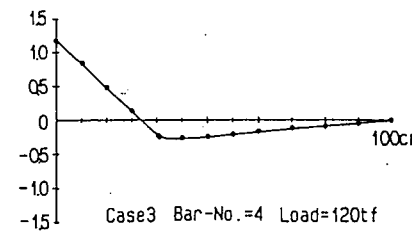
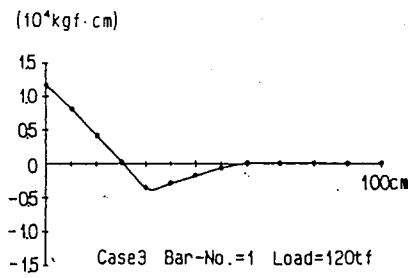
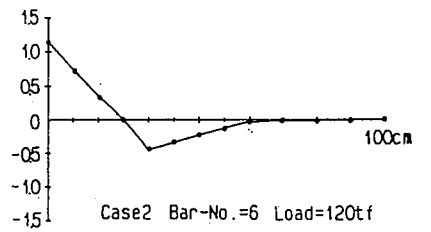
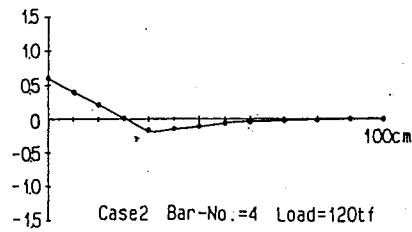
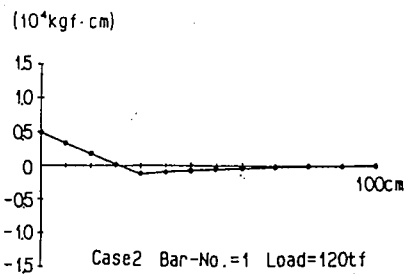
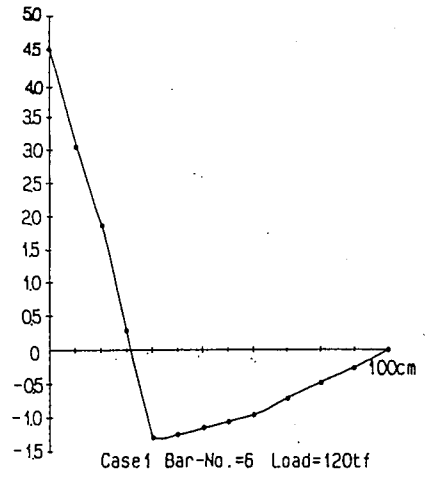
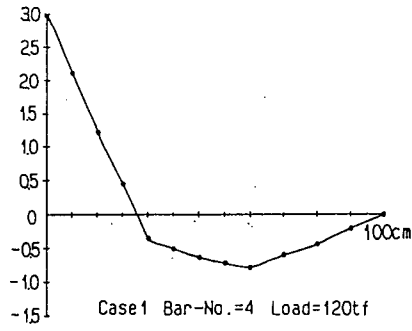
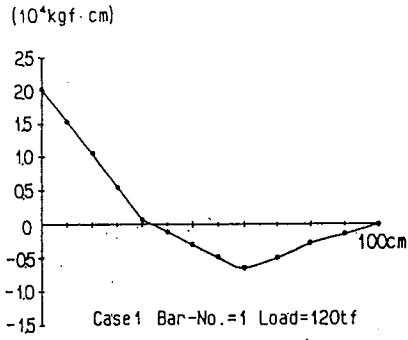


図-8 補強材の曲モーメント分布

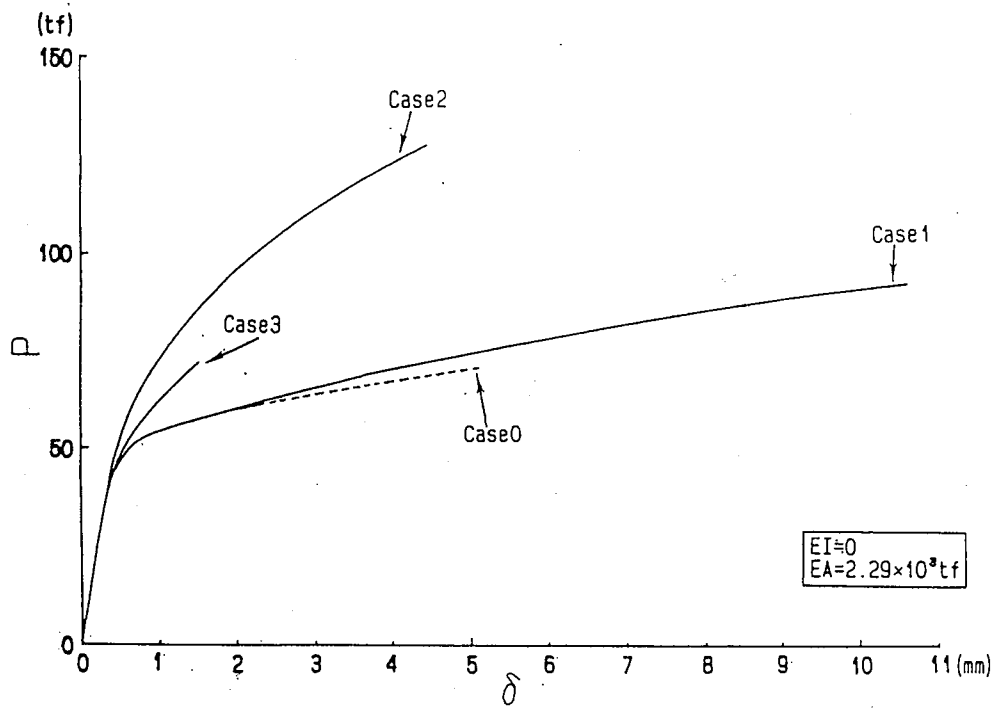


図-9 引き上げ荷重 P ~ 基礎体変位 δ 関係

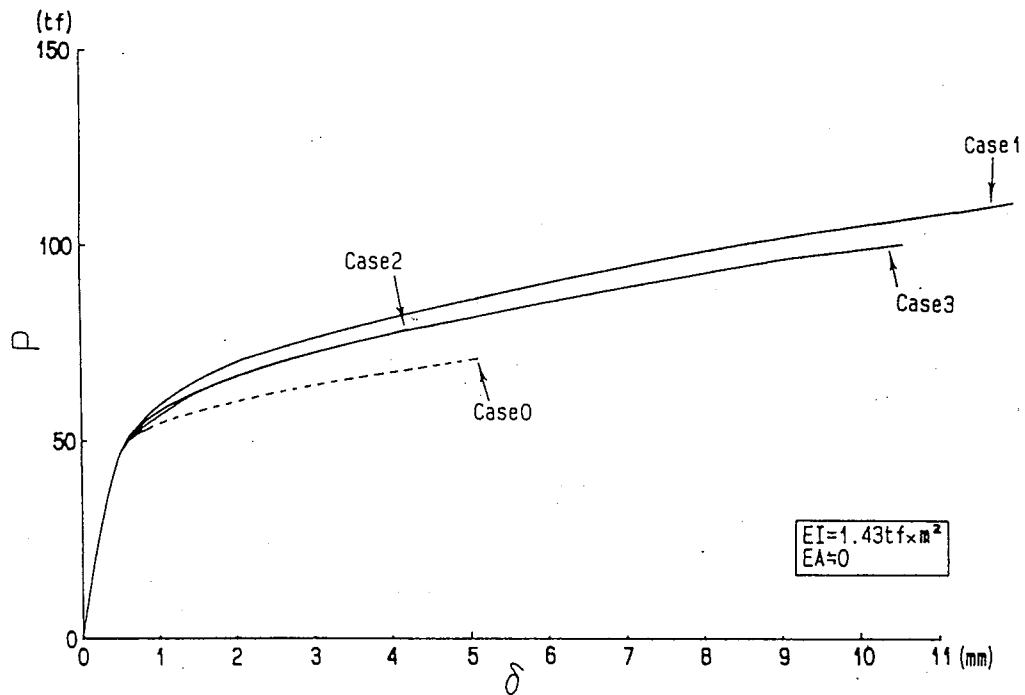


図-10 引き上げ荷重 P ~ 基礎体変位 δ 関係