

ケーソンの吊り筋の応力特性と設計方法

Stress Properties and Design Method for Caisson Lifting Bars

平野 誠治*・和田 忠幸**・田中輝未***・大塚夏彦****

Seiji Hirano, Tadayuki Wada, Terumi Tanaka, Natsuhiko Otsuka

Stress acting on deformed bars and concrete used for lifting and foundation of a 14-m quaywall slit caisson was measured at Hakodate Port, to determine the characteristics of inequality coefficient and current states of stress distribution for lifting bars. At the same time, structural analysis of the caisson at the time of lifting was conducted using a three-dimensional FEM model. The stress distribution properties of the lifting bars and caisson members were then examined. Strength of each part of the caisson was verified and design methods of reinforcing bars were also examined.

keywords: caisson, lifting bars, FEM

1. まえがき

北海道の南端に位置する函館港では、港町地区14m岸壁のスリットケーソン(2640tf)を起重機船にて吊り上げて据え付けを実施した。本稿は、同ケーソン吊り上げ施工時における応力計測結果をもとに、FEM構造解析を行って吊り筋・ケーソン部材の応力特性およびその設計方法について検討したものである。吊り上げ時におけるケーソン全体の構造解析は、3次元FEMモデルを用いて行った。また吊り筋近傍の応力分布について、鉄筋とコンクリートをFEMモデル化し、コンクリートの非線形性を考慮した非線形解析を行った。これと実測値をもとに、吊り筋およびケーソン部材の応力発生特性と部材強度、およびケーソン頭部補強筋の効果と設計・配筋方法について考察した。

2. 工事の概要

本工事はケーソンを陸上にて製作し、大型起重機船を用いて吊り上げ・曳航・据え付けを施工したものである。ケーソンの形状は $15.0^L \times 15.5^B \times 16.2^H$ m、総重量2640tfである。ケーソンの吊り上げ荷重は、ケーソン重量、ふくらみによる増分および底面付着力を考慮して2843.5tfと想定した。これに対し吊り筋は、吊り点数を32点、吊り上げ時の不均等係数を1.8とし、吊り筋1本当たり最大荷重を159.9tfとして、異形棒鋼D76を用いることとした。吊り筋の諸元を以下に示す。

降伏点 : 45kgf/mm²以上

短期許容応力 : 3600kgf/cm²

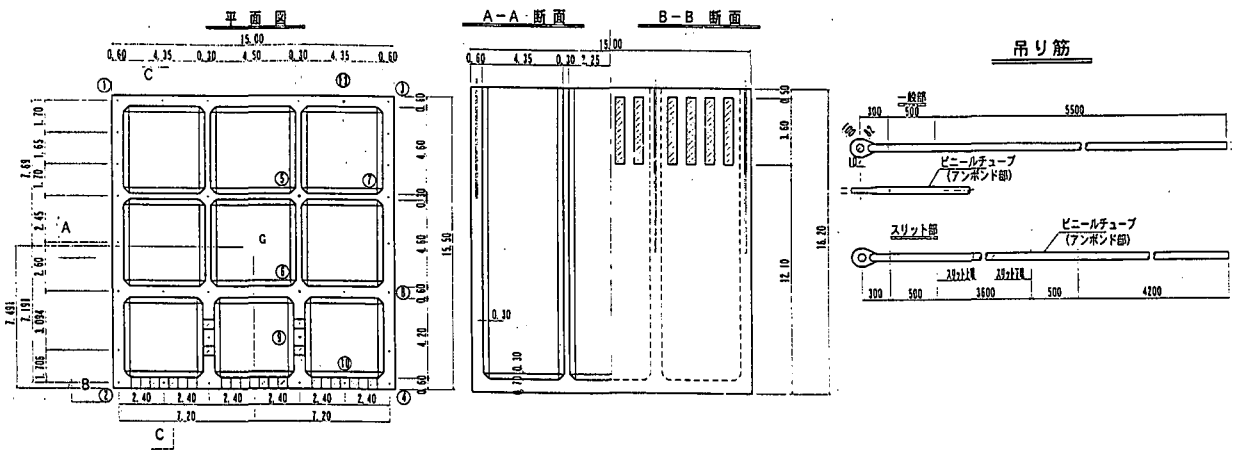


図-2 ケーソン構造

* 北海道開発局 函館開発建設部

** 正会員 日本道路公団 北海道支社

*** 正会員 社団法人 寒地港湾技術研究センター (060 札幌市北区北7条西2丁目北ビル9F)

**** 正会員 北日本港湾コンサルタント(株)

3. 吊り上げ時の応力計測

3.1 計測方法

ケーソン吊り上げ時における吊り筋およびケーソンの応力状態を確認するため、鉄筋・コンクリート・吊り筋に歪みゲージを設置し、仮吊り上げおよび本施工時の応力計測を実施した。計測項目および計測位置を表-1および図-2に示す。

本施工に先立ち、吊り荷重の20%~70%までの範囲にて段階的荷重を2度実施し、予備計測を行った。これより、100%の吊り荷重を載荷しても安全であることを確認した上で、その翌日に本吊り上げを実施した。

3.2 吊り上げ荷重の計測結果

図-3に本吊り上げ時の吊り筋頭部の応力計測結果を示す。図中の直線は、吊り筋の短期許容応力度(3600kgf/cm²)に基づく許容吊り筋荷重を基準として、各載荷段階における上限値を定めたものである。最大吊り荷重は吊り筋⑥で108.21tfであった。これは許容吊り筋荷重159.9tfの約70%であり、安全に施工が実施された。

図-5には計測結果より不均等係数を算定した結果を示す。吊り上げ初期には不均等の度合いが大きくなる傾向があるものの、荷重の増大につれて0.8~1.4程度の範囲に収束する傾向がある。最大荷重時の不均等係数平均値は1.32で、設計値の1.80を下回った。この設計値は吊り点数が8~16点吊りの場合を想定したもので、これより吊り点数が少ない場合にはこれを減少できると言われている。今回の結果より、多点吊りの場合において適切にケーソン吊り点・吊り枠の検討を行えば、現行の不均等係数1.8により、ほぼ適切な安全余裕を確保できることが確認された。

3.3 吊り筋の応力

吊り筋の応力分布の計測結果を図-5に示す。これより吊り筋応力の鉛直方向分布は定着部上端で最大値をとり、鉛直下方に向かって急激に減少する特性のあることが確認できた。またその範囲は、今回の計測では定着部始点から概ね1m程度の区間となっている。

表-1 計測内容

計測項目	計測内容	計測数
吊り荷重	頭部 1点×10本	10点
吊り筋応力	鉛直方向 3点×3本	9点
補強筋応力	鉛直方向 3点×3本	9点
コンクリートの応力	3点/本×3本	9点

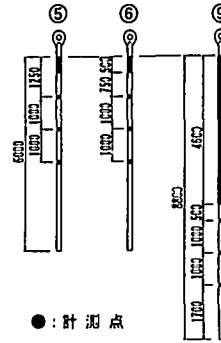


図-2 計測位置

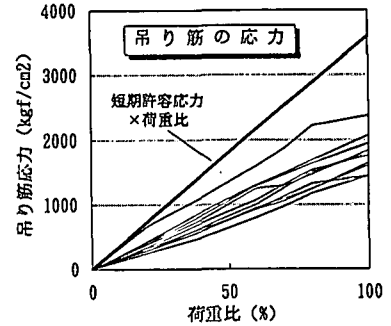


図-3 吊り筋頭部の応力計測結果

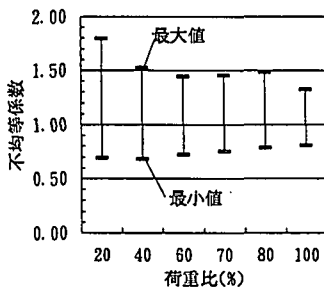


図-4 不均等係数

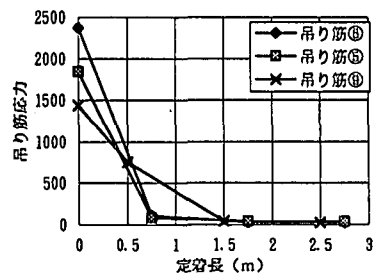
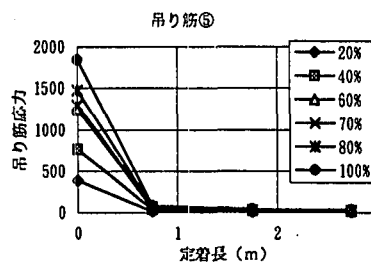


図-5 吊り筋の応力分布(実測値)

4. 吊り上げ時の構造解析

4.1 構造解析モデル

ケーソン吊り上げ時における各部材および吊り筋に発生する応力を解析的に確認し、ケーソン部材に将来問題となるような応力が発生しないかどうか確認するため、3次元 FEM モデルを用いた構造解析を行った。解析モデルは、ケーソン全体を対称軸で岸壁横断方向(yz面)に2分割した1/2モデルとして、解析計算時間の短縮をはかった。解析に用いた要素タイプは、ケーソンの壁・スリット部材に四辺形シェル要素、吊り筋には梁要素を用いた。四辺形シェル要素は、3次元の4節点四辺形アイソパラメトリック要素とし、積分点は面内に5点、板厚方向に3点の計15点である。境界条件は、吊り点である吊り筋頭部の鉛直変位(u_z)を拘束し全体系の安定をはかった。

吊り筋定着区間における吊り筋要素の両端は、壁部材の節点に拘束した。スリット部材に配置した吊り筋要素も同様に、アンボンド部分は壁部材に拘束せず、定着部分のみ壁部材の節点に拘束して吊り荷重の伝達をはかっ

た。壁部材の要素分割は、短辺方向には吊り筋配置に合わせて12~18分割、長辺方向に44分割とした。以上より、シェル要素数7829、ビーム要素数340となった。

荷重条件は、膨らみ分(5%)を単位重量に考慮した自重とし、シェル要素の物体力(自重)として与えた。

4.2 構造解析結果

前記FEMモデルの構造解析は、汎用構造解析システムFINAS(動力炉核燃料事業団)を使用した。構造解析結果を図-6に示す。吊り筋の応力は、図-7に示すように、定着上端から下方にいくに従って急激に減少し、上端から約2.0m程度の位置ではほぼ一定値に漸近する分布が再現されている。実測値との傾向はよく似ており、応力値も概ね同等となっていることより、本解析結果は概ね実際の挙動を再現していると考えられる。

底版部材以外の側壁・隔壁部材の断面力は面内力が主で、面外断面力は無視できる程度であった。最大変形量は吊り筋頭部において $1.6 \times 10^{-4}m$ となった。シェル要素の鉛直方向軸引張応力の分布は、吊り筋定着上端近傍で最大値17~27kgf/cm²を示すものの、その発生範囲はごく狭い領域に限られている。同様にこの領域では、水平方向軸引張応力5~12kgf/cm²程度、面内せん断応力6~11kgf/cm²程度が発生しているものの、その領域はごく狭く、全般的にはほぼ0である。

いま、吊り筋頭部近傍のコンクリートに発生する鉛直方向引張力に対する水平方向引張力の割合を調べると、図-8のように、ほぼ1/2程度となった。

4.3 部材強度の照査

構造解析結果をもとに主要部材の強度検討を行った結果を表-2に示す。強度照査は壁部材断面に発生する鉛直・水平引張応力を、各方向鉄筋にて全て負担するものとして必要鉄筋量を確認したものである。その結果、側壁・後壁など外壁部材では頭部補強筋により、十分な鉄筋量が配筋されていることが確認された。また面内せん断力をコンクリートのみで負担するとして照査した結果、許容値を上回る部分があった。しかし発生範囲がごく狭く、実際には鉄筋により拘束されていることより、実際上の問題は無いと判断した。

表-2 部材強度の検討結果

引張応力に対する照査				せん断力に対する照査		
部材	方向	引張応力(kgf/cm ²)	必要鉄筋量(ccm ²)	部材	許容応力(kgf/cm ²)	
側壁	鉛直	15.0	30.0	部材	6.75	
	水平	6.0	10.2	側壁		6.8
後壁	鉛直	24.7	49.3	後壁		6.7
	水平	11.7	23.3	前壁		5.3
前壁	鉛直	10.9	21.8	隔壁		10.5
	水平	2.2	4.3	隔壁		7.8

4.4 吊り筋の応力伝達

吊り筋応力はコンクリートへの定着上端から1m程度の狭い範囲内で急激に減少し一定値に漸近することが、計測と線形構造解析から確認された。これは吊り筋の付着応力が吊り筋の上端で大きく、下方に向かって減少すること、およびその値は現行の設計で用いられている許容付着応力よりもかなり大きいことを示している。

また本解析では、吊り筋近傍のケーソン壁部材には、一様部材断面の引張応力として最大26(kgf/cm²)程度の引張応力が発生する結果となった。これはコンクリート応力の降伏点に相当するため、部分的に線形解析の適用範囲をこえている可能性がある。なお、引張状態のコンクリートの降伏点は次式によった。

$$f_{tk} = 0.23f_{ok}^{2/3} = 0.23 \cdot (240/9.8)^{2/3} = 1.94(N/mm^2) = 19(kgf/cm^2) \quad 2)$$

さらに、本解析は鉄筋とコンクリートによる複合材料であるケーソン部材をシェル要素による一様部材断面として扱っているため、構造系の変形や構造部材に生じる断面力を得る上では有効な方法であるものの、断面内の

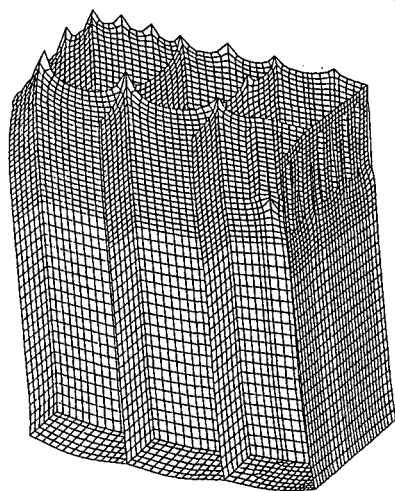


図-6 構造解析結果

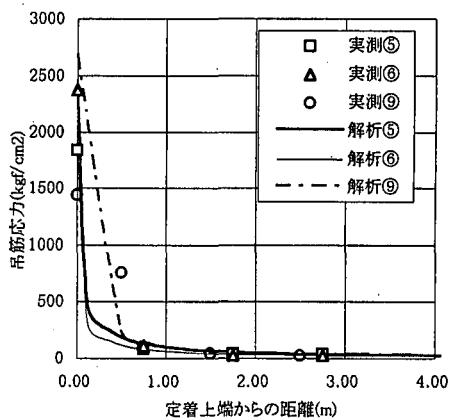


図-7 解析結果(吊り筋応力)

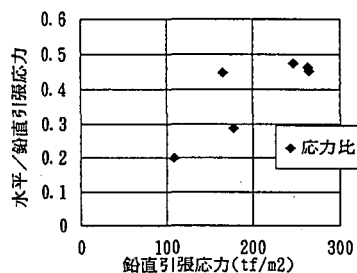


図-8 鉛直・水平方向引張応力比

応力状態を確認するのは困難である。

以上より、吊り筋およびその近傍の鉄筋とコンクリートの応力分布特性をさらに詳しく確認するため、次章にて、コンクリートの引張降伏点近傍の応力・変形特性を考慮した非線形解析を行うことにした。

5. 吊り筋近傍の応力分布

5.1 吊り筋近傍の応力解析モデル

(1) コンクリートの応力ひずみ関係

鉄筋コンクリート部材の変形において、歪みの増大に伴って最初に現れる非線形挙動はひびわれの発生点からであり、以降コンクリートの剛性は急激に低下する。しかし、ひびわれの発生を正確に予測することは極めて難しいため、ひびわれの発生基準をコンクリートの引張強度として設定することが多い。ただし実際にひびわれが発生するのは、コンクリート応力が引張強度（ひびわれ発生基準） f_t に達したのちに、塑性変形域を経て、コンクリートの主引張ひずみが引張限界ひずみ ϵ_{tu} に達してからであり、その値は0.01~0.03%と言われている。

これまでの検討により、吊り筋近傍のコンクリートの引張ひずみは降伏点近傍程度と予想されるため、塑性変形域までを対象範囲として、図-9に示す応力歪み関係をコンクリート要素に適用することにした。

(2) コンクリートの引張剛性

岡村・前川³⁾は、圧縮・引張の二軸応力状態におけるコンクリートの変形は、変形レベルが小さな間はコンクリートは等方性であるが、圧縮ひずみレベルが0.6（降伏ひずみの60%）をこえるあたりから異方性が現れ、引張剛性の低下は直交方向の圧縮剛性の低下よりも顕著となることを指摘している。前章の構造解析結果より、コンクリート部分に生じる水平方向引張ひずみレベルは十分小さい（0.05程度）と予想されるため、解析の誤差を考慮しても、コンクリートは等方性を維持できる状態にあるものと考えられる。したがって、構造解析モデルに用いるコンクリートの引張剛性は圧縮剛性に等しい値を用いることにした。

(3) 吊り筋近傍の応力解析モデル

実際の部材はコンクリート版の中に格子状に鉄筋を配筋している。この複合断面構造を、鉄筋は軸応力のみを負担する棒要素、コンクリートには8節点立体要素を用い、棒要素（鉄筋）の交点を節点として8節点立体要素と共有させることによってモデル化した。解析の対象は、版部材の中央に吊り筋が設置されている後壁（吊り筋⑩）、および法線直角方向隔壁と平行方向隔壁の交点に設置されている吊り筋⑤の2カ所とした。

後壁部のモデルは、構造および荷重条件の対象性に着目し、部材断面方向には中心線で分割し、短辺方向には吊り筋位置で分割した1/4モデルとした。また鉛直方向には、応力分布が微小で、省略しても吊り筋近傍には影響ないと考えられる範囲を省略した。実際には、予備解析を行って応力が微小となる範囲を確認し、モデル化範囲を定めた。隔壁交差部のモデルも同様に、各部材の短辺方向対称軸および部材中心線にて分割した。鉛直方向は、後壁部モデルと同様とした。それぞれの構造モデルを図-10に示す。

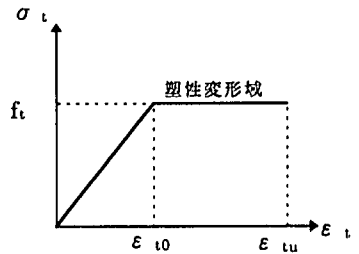


図-9 コンクリートの変形特性

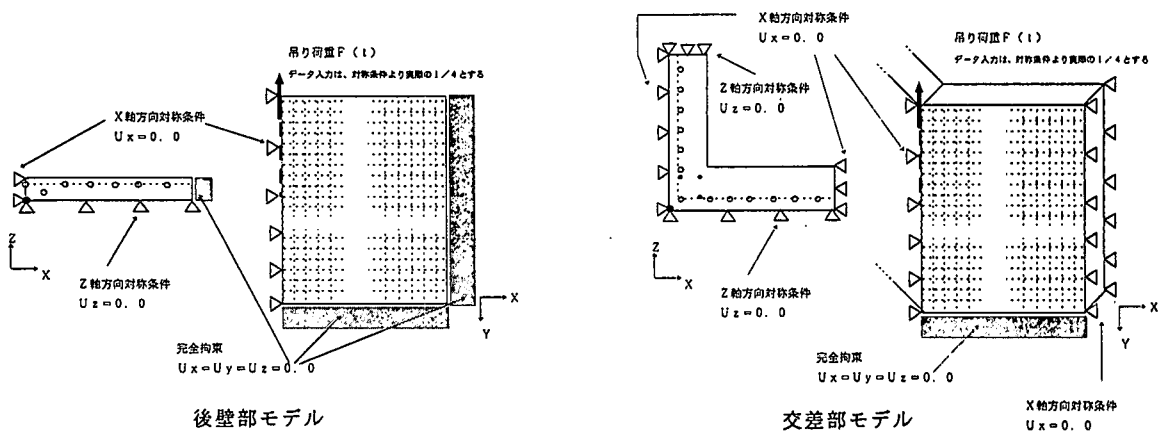


図-10 構造モデル

(4) 非線形解析

8節点立体要素の降伏点の判定には要素の最大主応力を用い、降伏後の弾性係数は線形領域の1/1000とした。降伏点は、シリンダー圧縮強度より算定した引張強度特性値を材料係数 γ (1.3)にて除した値を用いた。ただし交差部モデルでは、コンクリートの降伏領域が広がり、実測値との相違が大きくなったため、引張強度特性値をそのまま用いた。

引張強度特性値： $f_{tk} = 0.23f_{ck}^{2/3} = 1.94(N/mm^2) = 19(kgf/cm^2)$

同 設計用値： $f_{td} = f_{tk} / \gamma_c = 19 / 1.3 = 14.6(kgf/cm^2)$

解析計算は、吊り筋頭部に作用させる吊り荷重を段階的に増加させて解析を繰り返し、その各荷重ステップで要素応力状態を判定して次の荷重ステップで用いる要素剛性を更新することにより要素の非線形特性を再現する荷重増分法にて行った。荷重増分ステップは予備解析を行って決定した(表-4)。解析計算は、線形解析と同様に汎用構造解析システム FINAS (動燃) を用いた。

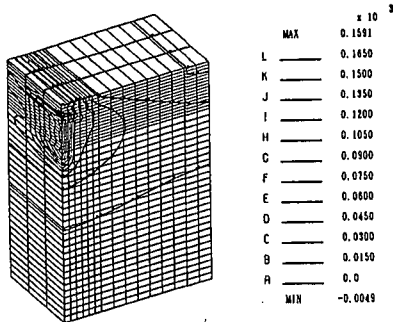
表-4 荷重増分ステップ

後壁モデル	交差部モデル
1step : 16.0tf	1step : 9.9tf
2~14 : 1.0tf	2~17 : 0.1tf
15~50 : 2.0tf	18~22 : 0.2tf
—	23~213 : 0.5tf

5.4 解析結果と考察

(1) 後壁モデル

コンクリート主応力分布の一例(吊り荷重=84tf)を図-14(1)に示す。コンクリートの降伏領域は吊り筋定着上端から約1.2mの吊り筋近傍の範囲となった。吊り筋応力は、実測値との比較のため、版部材中央に吊り筋のある隔壁スリット部吊り筋⑨の吊り荷重と同等の荷重時の解析結果を抽出して、図-13に示す。図のように、解析値は吊り筋⑨実測値とほぼ同様の分布を得た。また荷重の増加にしたがって、一定応力に漸近する点が下方に移動する傾向が認められた。吊り筋近傍に配筋した鉛直方向補強筋の応力分布では、コンクリート上面から吊り筋定着上端(x=0.5m)までの間で圧縮・引張ともに鋭いピークが出ている。これがモデル化によるものか、実際にもあり得るものか、結論は得られなかった。しかしこの部分を除くと、補強筋応力の解析値は、吊り筋応力が一定値に漸近する変曲部で最大となり、その後下方に向かってゆるやかに減少する。実測値は応力分布および応力値とも、これとほぼ同様であった。



(1)後壁モデル

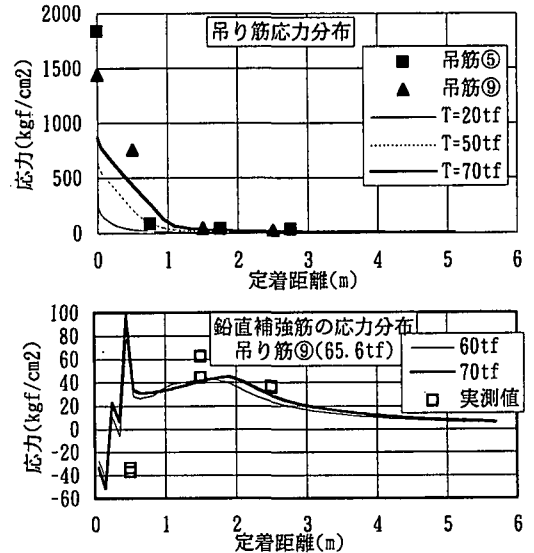
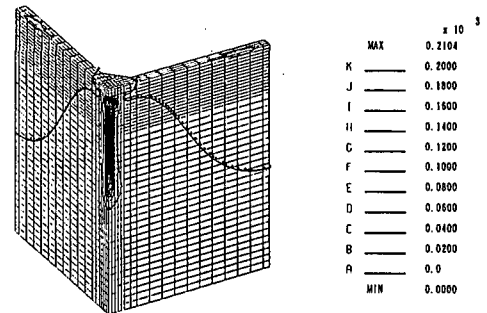


図-13 後壁部モデル解析結果



(2) 交差部モデル

図-14 コンクリート主応力

(2) 交差部モデル

吊り筋⑤の吊り荷重に等しい荷重ステップ (T=84tf) におけるコンクリートの主応力分布を図-14(2)に示す。コンクリートの引張降伏領域は吊り筋定着上端から約2.5m下方までの吊り筋近傍の範囲となった。吊り筋応力の分布を吊り筋⑤の実測値と合わせて図-15に示す。解析値は、吊り筋応力の定着下方に向かって減少する割合が実測値よりも緩く、一定値に漸近する位置もより下方になっている。この範囲はコンクリートの引張降伏領域とほぼ一致する。また荷重の増加にしたがって、一定応力に漸近する点が下方に移動する傾向が認められた。

吊り筋より20cmの位置に配筋した鉛直方向補強筋の応力分布(図-15)では、解析値は実測値よりも小さいものの、後壁部モデルと同様の傾向が確認される。

なお、コンクリートの降伏点を後壁部モデルと同じ14.6(kgf/cm²)とした場合は、コンクリートの降伏領域および吊り筋応力の一定値漸近点が、さらに下方に広がる結果とな

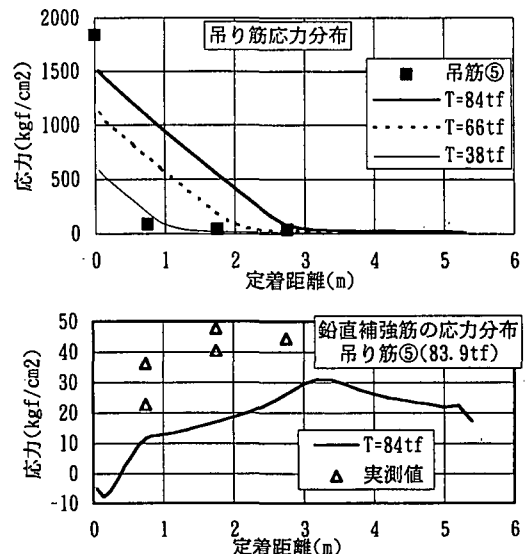


図-15 交差部モデル解析結果

った。

(3) 吊り筋の応力と付着応力

非線形解析では、荷重の増加にしたがって吊り筋近傍のコンクリートの降伏領域が下方に広がり、吊り筋応力の一定値への漸近点も下方に移動する。一方、吊り筋応力実測値では、荷重が増加しても漸近点は定着上端より 1.0m 程度で変わっていない。これは、実際の付着応力が設計用値よりも大きいこと、および実際のコンクリート降伏点が解析で用いた値よりも大きく、吊り筋周辺のコンクリートは線形的な挙動を示したため、より短い範囲内にて応力伝達が行われたものと考えられる。

吊り筋の定着上端より応力漸近点までの間の平均付着応力を、実測値および各 FEM 解析結果より算出し、表-5 に示す。線形解析の結果は実測値に比較的近く、非線形解析の結果は両者よりもかなり小さく、構造設計用値に近い。一方、岡村・前川⁴⁾ は、すべりの関数とひずみの関数にて鉄筋の付着応力を定式化し、「異形鉄筋の付着-すべり-ひずみモデル」を示している。このモデルを後壁部モデルの吊り筋に適用して付着応力の分布を計算し、図-16 に示す。岡村・前川のモデルによる付着応力の計算値は最大で実測平均値の3倍になった。ただし、これは構造解析による吊り筋ひずみの計算値に依存するため、ここでは、付着強度の上限値の目安と考えることにする。

以上より、吊り筋からの応力伝達は、

- 1) 一次定着領域：定着上端から線形領域上限に近い大きな付着応力が発揮され、吊り筋応力分布は定着下方に向かって急激に減少する。吊り上げ荷重に応じて1次定着領域が拡大し、周囲のコンクリートに応力を伝達する。
- 2) 付着応力の減衰領域：吊り筋応力の変化が緩くなり、一定値へと漸近する。

のように考えられる。構造設計で重要となる付着応力は、実測値 41(kgf/cm²) (=4.2N/mm²) に対して、短期の設計用値はその 60%である。ただし、実測最小値は短期の設計用値と同程度であったことより、現行の設計用値は実際の値の下限程度に相当するであろうと考えられる。

(4) 補強筋

ケーソン部材に埋め込まれた吊り筋近傍の補強筋に生じる応力は、吊り筋応力が降伏点未満の範囲では、30~50(kgf/cm²)程度であることが実測および非線形解析より確認できた。また補強筋の応力が最大となるのは定着上端ではなく、吊り筋応力が一定値に漸近する付近であった。これより、鉛直方向の補強範囲は、吊り筋応力が一定値に漸近する部分よりも下方までとすればよいと考えられる。また、鉛直引張応力に対する水平方向の補強範囲は、コンクリートの引張応力発生範囲を考慮して、半径 0.5m 程度までと考えられる。また、補強筋の必要鉄筋量は上記範囲におけるコンクリートの引張応力を負担できるように定めればよいと思われる。

5. あとがき

吊り筋によるケーソン吊り上げを行う場合について、本文の主な結論を以下に示す。

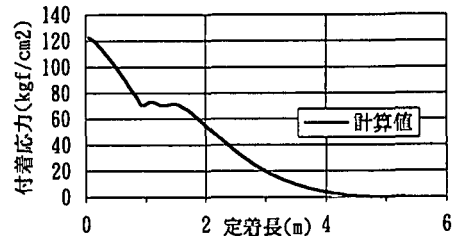
- 1) 不均等係数は現基準の 1.8 でほぼ妥当な安全余裕のあることが確認された。
- 2) 吊り筋の付着応力の分布特性について、実測と FEM 解析より考察した。
- 3) 吊り筋近傍のコンクリートに対する補強筋の配筋について、簡単な考え方を示した。

参考文献

- 1) 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 上巻, pp. 312-315
- 2) 平成8年制定 コンクリート標準示方書 設計編, pp. 19-22
- 3) 岡村甫・前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, pp. 74-78
- 4) 前出 3): pp. 167-170

表-5 吊り筋付着応力 (kgf/cm²)

吊り筋	⑤	⑥	⑨	平均
実測値	45	57	21	41
線形解析	68	86	64	73
非線形解析	13		25	19
設計値				16



付着応力 : $\tau(\epsilon, s) = \tau_0(s) g(\epsilon)$
 $\tau_0(s)$: ひずみ零における付着応力,
 $= f'_c \cdot k (\ln(1+5 s))^c$
 s : 無次元すべり, $= 1000 S/D$,
 S : すべり, D : 鉄筋径,
 $k=0.73, c=3$
 $g(\epsilon)$: ひずみの関数, $= 1/(1+10^5 \epsilon)$
 ϵ : 鉄筋のひずみ

図-16 付着-すべり-ひずみモデル

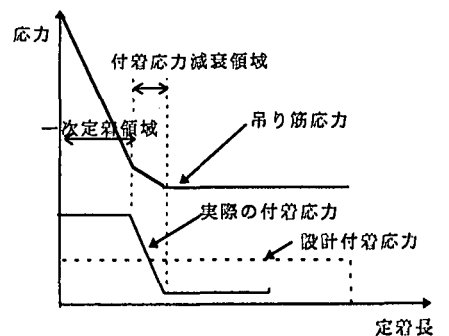


図-17 吊り筋の応力伝達