

信頼性理論を活用した実測データに基づく ラジアルゲート脚柱の安全性照査法の提案

塩竈 裕三

目次

1章	序論	1
1.1	背景と目的	1
1.2	既往の研究	4
1.3	論文の構成	7
	1章の参考文献	9
2章	ゲート開閉時の限界状態	13
2.1	はじめに	13
2.2	耐荷力実験方法の提案	14
2.3	模型の諸元	21
2.4	実験手順と測定項目	28
2.5	実験結果	31
2.5.1	トラニオンピン回りのモーメントと模型変位の関係	31
2.5.2	トラニオンピン回りのモーメントと脚柱のひずみの関係	36
2.5.3	トラニオンピン回りのモーメントと脚柱の軸力、曲げモーメントの関係	46
2.5.4	脚柱の曲げモーメント分布	50
2.6	考察	55
2.6.1	限界状態における脚柱の断面力の推定	55
2.6.2	最大耐荷力の発現機構の推定	59
2.7	2章のまとめ	62
	2章の参考文献	63
3章	支承部における摩擦抵抗の不確実性	65
3.1	はじめに	65
3.2	脚柱のひずみモニタリング	66

3.2.1	モニタリング対象ゲート	66
3.2.2	モニタリング方法	68
3.2.3	ゲート操作中のひずみ変化	71
3.2.4	ひずみの変化の解釈	71
3.3	支承部摩擦係数の推定	75
3.3.1	ひずみ変化量の抽出	76
3.3.2	構造解析	78
3.3.3	摩擦係数の推定結果	80
3.4	摩擦係数のばらつきの要因に関する考察	84
3.4.1	ゲート開度の影響	85
3.4.2	ゲート操作間隔の影響	86
3.5	3章のまとめ	87
	3章の参考文献	88
4章	静水圧荷重による脚柱応力の不確実性	90
4.1	はじめに	90
4.2	対象ゲート	92
4.2.1	対象ゲートの緒元	92
4.2.2	実測応力の取り扱い	95
4.3	設計計算応力の不確実性	98
4.3.1	設計計算応力の算出	98
4.3.2	設計計算応力と実測応力の比較	100
4.3.3	設計計算応力の不確実性に関するまとめ	104
4.4	実測応力の不確実性	107
4.4.1	検討方法	107
4.4.2	外挿応力と実測応力の比較	111
4.4.3	外挿に関する不確実性のまとめ	114
4.5	4章のまとめ	117
	4章の参考文献	118

5 章	実測データを用いた応力照査における管理基準値	121
5.1	管理基準値の設定の考え方	121
5.2	設計計算応力を用いた照査で確保される安全性	126
5.2.1	限界状態関数の設定	126
5.2.2	確率分布の設定	128
5.2.3	信頼性指標値の計算	134
5.3	実測データを用いた照査における管理基準値	138
5.3.1	限界状態関数の設定	138
5.3.2	確率分布の設定	140
5.3.3	管理基準値の計算	142
5.4	管理基準値を用いた照査方法の提案	147
5.5	5章のまとめ	151
	5章の参考文献	152
6 章	結論	154
	謝辞	158

表 目 次

2.1	ラジアルゲート模型の諸元	26
2.2	実験ケース	28
2.3	トラニオンピン回りのモーメントと模型変位の関係のまとめ	35
2.4	トラニオンピン回りのモーメントによる脚柱の軸力の変化	50
3.1	モニタリング対象ゲートの諸元	67
4.1	対象ゲートの諸元	93
4.2	設計計算応力に関する不確実性のまとめ	106
4.3	実測応力の外挿に関する不確実性のまとめ	117
5.1	自由突出板の圧縮座屈強度（実測値/基準値）の統計値	129
5.2	鋼材降伏強度（実測値/基準値）の統計値	130
5.3	設計計算応力を用いた局部座屈照査に関わる各種確率変数の確率 分布	134
5.4	実測をもとにした局部座屈照査に関わる各種確率変数の確率分布	142

目次

1.1 発電用ダムに設置された洪水吐きゲートの年代別設置門数	2
1.2 ラジアルゲートの構造概略	2
1.3 本論文を構成する各章間の関連	9
2.1 設計計算式による脚柱の曲げモーメント分布	14
2.2 水圧模擬荷重の載荷方法	16
2.3 支承部でのモーメントの模擬方法	17
2.4 実験の様子	18
2.5 載荷用ワイヤの配線	19
2.6 トラニオンピン側滑車付近の様子	20
2.7 スキンプレート側滑車付近の様子	20
2.8 スキンプレート外側の様子	21
2.9 載荷用フレーム	21
2.10 模型の基本形状 (単位 : mm)	22
2.11 トラニオンカバー (単位 : mm)	23
2.12 脚柱とトラニオンカバー長に関する実ゲートと模型の比較	23
2.13 トラニオンカバー境界と脚柱間連結部材位置での曲げモーメント	25
2.14 実ゲートの脚柱におけるトラニオンカバー直近スパンの弱軸回り 細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	27
2.15 実ゲートの脚柱におけるトラニオンカバー直近スパンのフランジ 幅厚比パラメータ R_f	27
2.16 実ゲートの脚柱におけるトラニオンカバー直近スパンのウェブ幅厚 比パラメータ R_w	28
2.17 ラジアルゲート模型の主な測定項目	30
2.18 模型脚柱のひずみ測定断面内におけるひずみゲージ配置	30

2.19 回転角度計の設置状況	31
2.20 模型の変位量とトラニオンピン回りのモーメントの関係 (ケース0)	33
2.21 模型の変位量とトラニオンピン回りのモーメントの関係 (ケース 1-1)	33
2.22 模型の変位量とトラニオンピン回りのモーメントの関係 (ケース 1-2)	34
2.23 模型の変位量とトラニオンピン回りのモーメントの関係 (ケース2)	34
2.24 模型の変位量とトラニオンピン回りのモーメントの関係 (全ケー ス統合)	34
2.25 トラニオンピン回りのモーメントが最大値を迎えた直後の模型の 状況 (ケース0)	35
2.26 トラニオンピン回りのモーメントが最大値を迎えた直後の模型の 状況 (ケース1-1)	35
2.27 トラニオンピン回りのモーメントが最大値を迎えた直後の模型の 状況 (ケース1-2)	36
2.28 トラニオンピン回りのモーメントが最大値を迎えた直後の模型の 状況 (ケース2)	36
2.29 脚柱のひずみ変化 (ケース0のひずみ測定断面UA1)	38
2.30 脚柱のひずみ変化 (ケース0のひずみ測定断面LA1)	38
2.31 脚柱のひずみ変化 (ケース0のひずみ測定断面UA2)	38
2.32 脚柱のひずみ変化 (ケース0のひずみ測定断面LA2)	39
2.33 脚柱のひずみ変化 (ケース0のひずみ測定断面UA3)	39
2.34 脚柱のひずみ変化 (ケース0のひずみ測定断面LA3)	39
2.35 脚柱のひずみ変化 (ケース1-1のひずみ測定断面UA1)	40
2.36 脚柱のひずみ変化 (ケース1-1のひずみ測定断面LA1)	40
2.37 脚柱のひずみ変化 (ケース1-1のひずみ測定断面UA2)	40
2.38 脚柱のひずみ変化 (ケース1-1のひずみ測定断面LA2)	41
2.39 脚柱のひずみ変化 (ケース1-1のひずみ測定断面UA3)	41
2.40 脚柱のひずみ変化 (ケース1-1のひずみ測定断面LA3)	41
2.41 脚柱のひずみ変化 (ケース1-2のひずみ測定断面UA1)	42

2.42 脚柱のひずみ変化（ケース 1-2 のひずみ測定断面 LA1）	42
2.43 脚柱のひずみ変化（ケース 1-2 のひずみ測定断面 UA2）	42
2.44 脚柱のひずみ変化（ケース 1-2 のひずみ測定断面 LA2）	43
2.45 脚柱のひずみ変化（ケース 1-2 のひずみ測定断面 UA3）	43
2.46 脚柱のひずみ変化（ケース 1-2 のひずみ測定断面 LA3）	43
2.47 脚柱のひずみ変化（ケース 2 のひずみ測定断面 UA1）	44
2.48 脚柱のひずみ変化（ケース 2 のひずみ測定断面 LA1）	44
2.49 脚柱のひずみ変化（ケース 2 のひずみ測定断面 UA2）	44
2.50 脚柱のひずみ変化（ケース 2 のひずみ測定断面 LA2）	45
2.51 脚柱のひずみ変化（ケース 2 のひずみ測定断面 UA3）	45
2.52 脚柱のひずみ変化（ケース 2 のひずみ測定断面 LA3）	45
2.53 脚柱の軸力変化（ケース 0 のひずみ測定断面 UA2, LA2）	47
2.54 脚柱の軸力変化（ケース 1-1 のひずみ測定断面 UA2, LA2）	47
2.55 脚柱の軸力変化（ケース 1-2 のひずみ測定断面 UA2, LA2）	48
2.56 脚柱の軸力変化（ケース 2 のひずみ測定断面 UA2, LA2）	48
2.57 脚柱の曲げモーメントの変化（ケース 0 のひずみ測定断面 UA2, LA2）	48
2.58 脚柱の曲げモーメントの変化（ケース 1-1 のひずみ測定断面 UA2, LA2）	49
2.59 脚柱の曲げモーメントの変化（ケース 1-2 のひずみ測定断面 UA2, LA2）	49
2.60 脚柱の曲げモーメントの変化（ケース 2 のひずみ測定断面 UA2, LA2）	49
2.61 模型脚柱の曲げモーメント分布	51
2.62 実験模型の有限要素モデル（シェル要素）	52
2.63 実験模型の有限要素モデル（梁要素）	53
2.64 模型脚柱の曲げモーメント分布に関する実験値と有限要素解析値 の比較（ケース 0）	53
2.65 模型脚柱の曲げモーメント分布に関する実験値と有限要素解析値 の比較（ケース 1-1）	54
2.66 模型脚柱の曲げモーメント分布に関する実験値と有限要素解析値 の比較（ケース 1-2）	54

2.67 模型脚柱の曲げモーメント分布に関する実験値と有限要素解析値 の比較（ケース2）	55
2.68 トラニオンカバー境界における断面力推定値の推移（ケース0）	57
2.69 トラニオンカバー境界における断面力推定値の推移（ケース1-1）	58
2.70 トラニオンカバー境界における断面力推定値の推移（ケース1-2）	58
2.71 トラニオンカバー境界における断面力推定値の推移（ケース2）	59
2.72 脚柱の2径間連続梁によるモデル化	60
2.73 脚柱の曲げモーメント分布の推移	61
3.1 文献で報告された支承部摩擦係数推定値の分布	65
3.2 Aダム洪水吐きラジアルゲート	67
3.3 Bダム洪水吐きラジアルゲート	67
3.4 Aダムゲートにおけるひずみゲージ設置箇所	69
3.5 Bダムゲートにおけるひずみゲージ設置箇所	69
3.6 Aダムゲートにおけるモニタリング機器構成	70
3.7 Bダムゲートにおけるモニタリング機器構成	70
3.8 Aダムゲート近傍に設置した計測ボックス	70
3.9 ゲート操作時のひずみの変化	72
3.10 ラジアルゲート支承部の一般的な構造	72
3.11 ゲート操作反転時の脚柱応力の変化	74
3.12 同一方向のゲート操作における脚柱応力の変化	74
3.13 摩擦力が解放される場合を想定したひずみ変化	75
3.14 ゲート操作間の脚柱ひずみの変化	77
3.15 ゲート操作反転時のひずみ変化量	78
3.16 Aダムゲートの有限要素モデル	79
3.17 Bダムゲートの有限要素モデル	79
3.18 Aダムゲートにおける脚柱ひずみ変化量の実測値と解析値の比較	81
3.19 Bダムゲートにおける脚柱ひずみ変化量の実測値と解析値の比較	81
3.20 Bダムゲートにおける操作量0.02m時のひずみ変化の例	81
3.21 ある実測値に対する摩擦係数の推定方法	82
3.22 Aダムゲートにおける支承部摩擦係数の推定値	83

3.23 B ダムゲートにおける支承部摩擦係数の推定値	83
3.24 A ダムゲートにおけるゲート開度と摩擦係数推定値の関係	86
3.25 B ダムゲートにおけるゲート開度と摩擦係数推定値の関係	86
3.26 A ダムゲートにおけるゲート操作間隔と摩擦係数推定値の関係 . . .	87
3.27 B ダムゲートにおけるゲート操作間隔と摩擦係数推定値の関係 . . .	87
4.1 検討対象ゲートの選定における応力実測時の最大水深の目安	93
4.2 検討対象ゲートとゲート総覧記載ゲートの構造形式比較	94
4.3 検討対象ゲートとゲート総覧記載ゲートのゲート規模比較	94
4.4 主な応力測定断面と断面内の応力測定点	96
4.5 脚柱断面内の各応力成分の分布	96
4.6 中立軸から応力測定位置および断面縁までの距離	97
4.7 等価断面計算に用いる脚柱の最大断面と最小断面の位置	100
4.8 軸応力成分に関する実測応力と設計計算応力の比較	101
4.9 水平曲げ応力成分に関する実測応力と設計計算応力の比較	101
4.10 設計計算による水平架構面内の曲げモーメント分布	102
4.11 水平曲げ応力成分に関する実測応力と設計計算応力の差と設計計 算軸応力の比較	102
4.12 鉛直曲げ応力成分に関する実測応力と設計計算応力の差と設計計 算軸応力の比較	103
4.13 軸応力成分に関する実測応力と設計計算応力の差と設計計算軸応 力の比較	103
4.14 軸応力成分における実測応力と設計計算応力の差の設計計算軸応 力に対する比	105
4.15 水平曲げ応力成分における実測応力と設計計算応力の差の設計計 算軸応力に対する比	106
4.16 鉛直曲げ応力成分における実測応力と設計計算応力の差の設計計 算軸応力に対する比	106
4.17 水門扉設計参考例記載ラジアルゲートの基本形状（側面図）	109
4.18 水門扉設計参考例記載ラジアルゲートにおける作用水深と上下段 架構の分担荷重変化	109

4.19 下段架構の分担荷重変化	110
4.20 外挿精度の検討に用いる測定水深の目安	110
4.21 脚柱軸応力における外挿値と実測値の比較（外挿元水深 1-5）	112
4.22 脚柱軸応力における外挿値と実測値の比較（外挿元水深 1-3）	113
4.23 脚柱軸応力における外挿値と実測値の比較（外挿元水深 3-6）	113
4.24 外挿元水深と分担荷重	113
4.25 軸応力に関する外挿比率と応力差（実測応力-外挿応力）の関係 . . .	114
4.26 水平曲げ応力に関する外挿比率と応力差（実測応力-外挿応力）の 関係	115
4.27 鉛直曲げ応力に関する外挿比率と応力差（実測応力-外挿応力）の 関係	115
4.28 軸応力に関する応力差（実測応力-外挿応力）の外挿比率に対する比	116
4.29 水平曲げ応力に関する応力差（実測応力-外挿応力）の外挿比率に 対する比	117
4.30 鉛直曲げ応力に関する応力差（実測応力-外挿応力）の外挿比率に 対する比	117
5.1 実測応力に対する管理基準値設定の考え方	123
5.2 A_{c_w} の確率密度関数	131
5.3 A_{bch_w} の確率密度関数	131
5.4 A_{bcv_w} の確率密度関数	132
5.5 支承部摩擦係数の推定値を 0.2 で除した値の分布	133
5.6 A_f の確率密度関数	133
5.7 設計計算応力を用いた局部座屈照査に対する信頼性指標値	137
5.8 トラニオンピン回りのモーメント規定前のゲートにおける信頼性 指標値の分布	137
5.9 トラニオンピン回りのモーメント規定後のゲートにおける信頼性 指標値の分布	138
5.10 A_{c_e} の確率密度関数	140
5.11 A_{bch_e} の確率密度関数	141
5.12 A_{bcv_e} の確率密度関数	141

5.13 外挿比率に対する管理基準値の変化	146
---------------------------------	-----

1章 序論

1.1 背景と目的

国内にはおよそ1,900のダム地点に6,300門ほどのゲートが設置されている^{1.1), 1.2)}. 開発が先行した発電用ダムに設置された洪水吐きゲート(以下, ダムゲートと呼ぶ)においては, 図 1.1 に示すように, 設置後 60 年を経過しようとする昭和 40 年以前に設置されたゲートが全体の 60% 余り達しており^{1.3)}, 従来より精力的に維持管理の高度化に関する研究が実施されてきている.

これらの取り組みとしては, たとえば, ダムゲートの余寿命診断へのエキスパートシステムの適用^{1.3)-1.5)}, 構造信頼性理論を用いた経年ダムゲートの安全性評価^{1.6), 1.7)}, ダムゲート管理への性能照査の導入^{1.8)}などが挙げられる.

ダムゲートに求められる性能は, 安全性, 使用性, 耐久性など多岐にわたる^{1.8)-1.10)}. このうち, 常時高い水深が作用し, その損壊によってダム下流域への影響が甚大となる発電用ダムゲートの特徴を考慮すれば, 力学的な安全性に関わる構造安全性はとくに重要な性能項目である.

ダムゲートにおいて構造的な損壊に至るような大きな事故は極めて稀であり, 国内では昭和 42 年の和知ダムに設置されたラジアルゲートの損壊事例が唯一確認できる事故事例となっている^{1.11)}. 海外の事例では, 1995 年に米国 Folsom ダムにおいて発生したラジアルゲートの損壊事故が広く知られている^{1.12), 1.13)}.

ラジアルゲートは, ローラゲートと並んでダムゲートの主要な構造形式のひとつであり, 図 1.2 に示すように, 主桁, 脚柱, スキンプレートなどで構成される円弧状の扉体を, ヒンジ支承部を支点に回転させることでダム貯水池の水位調整を行うゲートである. 主たる荷重である水圧荷重は, 主桁, 脚柱, 支承部へと順に下流側へ伝達され, 最終的にはダム本体へ伝達される.

和知ダムゲートの事故調査報告書^{1.11)}によれば, 事故はゲート全閉操作直後に発生し, 剛性不足による初期たわみの影響で脚柱が座屈して構造全体の崩壊に至ったとされている. Folsom ダムゲートの事故報告書^{1.12)}によれば, 事故は放流

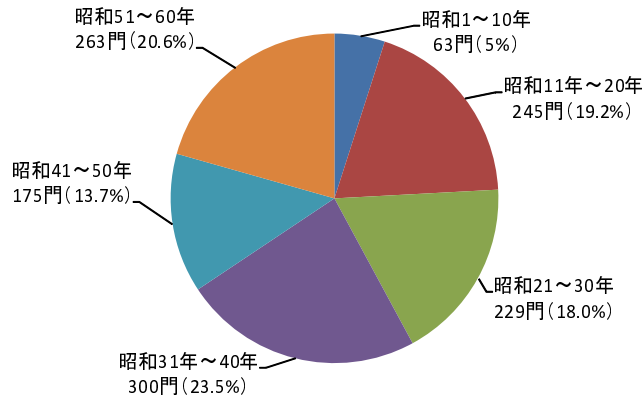


図 1.1 発電用ダムに設置された洪水吐きゲートの年代別設置門数

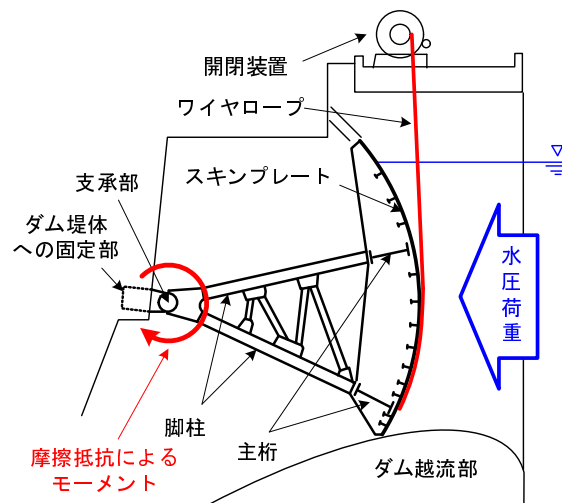


図 1.2 ラジアルゲートの構造概略

中に発生し、ガセットプレートと部材をつなぐボルトが破損したことにより脚柱が座屈し損壊したとされている。いずれもゲート操作に関連しており、ゲート操作中に生じた水圧荷重以外の付加荷重に対する検討がなされている。

付加荷重のひとつとしては、流体連成振動に伴う動的な水圧荷重が発生した可能性が指摘されており、流体連成振動による荷重増加のメカニズムについては、石井、阿南らによって精力的な研究がなされ、不安定現象を生じるか否かの判定方法が示されている^{1.14)}。

もうひとつの付加荷重としては、ラジアルゲート支承部の摩擦抵抗に起因した過大なモーメントの発生が指摘されている。支承部での過大なモーメントを原因とするラジアルゲートの損傷事例は海外でいくつか報告があり^{1.15), 1.16)}、先の和知ダムゲート^{1.11)}、Folsom ダムゲート^{1.12)}の損傷事例における事故要因のひとつにも挙げられている。ゲート操作時のモーメントが事故要因となる背景とし

て、設計年代の古いゲートにおいては支承部の摩擦抵抗によるモーメントが設計荷重として考慮されていなかったことが挙げられる。

このような過去の損傷事例から、既設ダムゲートの構造安全性照査においては、特にラジアルゲートの開閉時における脚柱の座屈現象に注意を払う必要があるといえる。

ラジアルゲートの設計における構造安全性照査は、水門、樋門といった河川ゲートや、防潮ゲートなど他の用途に用いられるゲートと同様に、ダム・堰施設技術基準^{1.17)}、水門鉄管技術基準^{1.18)}等の技術基準に従って、許容応力度設計法をベースとした応力照査によって行われている。国内におけるゲートの技術基準の最初は、昭和35年の水門鉄管技術基準初版^{1.19)}といわれており^{1.20), 1.21)}、応力照査に用いられる許容応力度は、鋼材の基準強度に降伏点を取り、これを安全率2.0で除して与えられている。安全率2.0を用いる許容応力度の採り方は、以降に改訂された水門鉄管技術基準でも同様で、最新版^{1.18)}でも変わらず安全率2.0が用いられ、鋼種ごとに具体的な許容応力度の値が技術基準の解説で示されている。

既設ゲートにおいても、構造安全性は主に応力照査によって確認されている。水門鉄管技術基準^{1.18)}の「第5節 保守管理」の「第201条（補修又は取替え）」には、「水門扉の補修又は取替えは、精密な調査に基づいた安全評価によらなければならない」とあり、その解説で「水門扉の補修又は取替えは状況、機能及び重要度等により水門扉管理要領又は管理者が定めた管理基準により行う」と記載されている。これより、既設ゲートの応力照査においても何らかの照査上の管理基準値を設け、これに従って照査を行って補修・取替等を判断・実施していく必要があることが分かるが、技術基準中にその具体的な値あるいは設定の考え方は示されていない。技術基準の中で参照されている水門扉管理要領^{1.22)}、あるいはダムゲートの維持管理で参照される機会の多いダム管理調査要領^{1.23)}、鋼構造物の診断マニュアル^{1.24)}においても、既設ゲートの応力照査上の管理基準値に関する記載はない。

応力照査上の管理基準値に言及した数少ない文献として文献1.8)があるが、「許容応力度より若干大きな値であり、詳細な性能照査の実施や状態監視を強化することで、このレベルまでは容認可能となる指標値」と説明されるのみで、具体的な値が示されているわけではない。このため、既設ダムゲートの応力照査

においては設計時の許容応力度を管理上の基準値として用いているのが現状である。

一方、設計時の「設計基準」と維持管理時の「維持管理基準」が同一であることの合理性に関しては設備管理者においても疑問視されているところであり、またダムゲートは経年的な板厚の減耗により設計時よりも確実に応力が増加する方向にある中で、既設ゲートに対する管理基準の設定に関するニーズは高い。^{1.25)}

以上を背景として、本論文は、高経年化が進む発電用ダムの既設ラジアルゲートを取り上げ、その構造安全性の照査上重要なゲート開閉時の脚柱の応力照査における管理基準値を提案することを目的とする。

1.2 既往の研究

応力照査を行う際には、応答側としては照査に用いる荷重条件および同荷重による部材の発生応力を、強度側としては部材の限界状態を明らかにした上で、管理基準値を設けて実際に照査を行う必要がある。

ラジアルゲート開閉時に脚柱へ作用する荷重に関しては、和知ダムゲートでの事故^{1.11)}を受けて、昭和48年の水門鉄管技術基準の第2回改訂版^{1.26)}で、支承部の摩擦抵抗によるモーメントが設計で考慮すべき荷重としてとり入れられるようになった。同技術基準では、摩擦抵抗に起因するモーメントの算出に用いられる支承部の摩擦係数として0.2が規定されている。

Folsomダムゲートの事故調査^{1.13)}では事故発生時における支承部の摩擦係数の推定が試みられ、ゲートが損傷に至るには0.22から0.28の摩擦係数に相当するモーメントが必要であること、支承部を取り外して行われた実験によりゲート損傷時には摩擦係数が0.3かそれ以上であったことが報告された。また、供用中のゲートで摩擦係数を推定する方法として、ゲート開閉時に生じる脚柱の曲げ応力やたわみ量を測定し摩擦係数を推定する方法が提案された。

Folsomダムゲートの事故調査^{1.13)}を契機として、以降これらの提案手法にもとづく供用中のラジアルゲート支承部の摩擦係数に関する推定事例が国内外で多数報告されるようになった^{1.27)-1.30)}。これらの推定事例の中には、摩擦係数の推定値として設計時の推奨値を超える値が得られている例が多数見られ、既設ゲートにおいては設計で想定した以上のモーメントがゲート開閉時に作用している

可能性があることが明らかとなっている。しかし、供用後に初めて推定が行われ、また短時間に数回のゲート操作を行って得られた脚柱の曲げ応力、たわみの測定値をもとに推定されているため、推定された摩擦係数は設置当初からのものなのか、劣化により増加した結果なのか、そもそも摩擦係数が供用中に変化するかどうかについて十分な知見が得られておらず、これを明らかにする必要があると考えられる。

ラジアルゲート脚柱の限界状態に関しては、設計での想定を超える過大な水圧荷重を受けた際の限界状態について、大規模地震時の動水圧の付加による脚柱の軸圧縮座屈を対象とした齋藤ら^{1.31), 1.32)}の解析的、実験的検討がある。

一方、支承部でのモーメントによる脚柱の限界状態については、中島ら^{1.6)}により、水門扉設計参考例^{1.33)}に示されたラジアルゲートを対象として、有限要素解析モデルを用いた損傷モードの確認が行われている。そこでは、支承部を固定条件としてゲートの巻き上げ荷重を増分的に付加させる解析が行われ、脚柱のうち支承部近傍での応力増加によるフランジの曲げ降伏を損傷モードとして採り上げている。この他には、先に示したように、支承部での過大なモーメントが原因のひとつと考えられる個々の事故調査報告^{1.11), 1.15), 1.16)}が示されるだけであり、既設ゲートの構造安全性照査に広く活用するためには、解析的検討に加え、実験的に限界状態を確かめておく必要があると考えられる。

ダムゲート以外の土木鋼構造物においては、たとえば水圧鉄管では「補修または取替えの目安」として「管胴の最大応力又は平均応力がそれぞれ材料の降伏点の90%又は65%を越えて破壊の恐れがあると認められるとき」^{1.34)}が、鋼鉄道橋では「保守限応力度」^{1.35)}が、それぞれ維持管理時の応力照査における管理基準値として与えられており、共に設計許容応力度よりも大きな値となっている。

阿部らは文献 1.36)において、保守限応力度の設定根拠を次のように述べている。「新たに橋りょうを設計する時には将来の荷重増の可能性や腐食代など設計時に確定的にわかっていない事柄に対する備えや余裕も考慮して安全率をとり、許容応力をきめている。これに対し、各時点における橋りょうの強度を照査する場合の基準応力度は対象荷重がはっきりしており、さび代なども見込む必要はないので、当然、新設計に用いる許容応力度より高くとることができる。これが保守限界応力と名付けられるものである。」

この阿部ら^{1.36)}による説明は、ダムゲートの設備管理者が抱える設計時の「設計基準」と維持管理時の「維持管理基準」が同一であることの合理性に関する疑問に対して、明確な回答を与えていると考える。そして、この考え方に従って、ダムゲートにおいても設計時の「設計基準」と維持管理時の「維持管理基準」は異なって当然であると考ええる。

水圧鉄管における「補修または取替えの目安」や鋼鉄道橋における「保守限度力度」は、経験的とはいえ具体的に管理基準値が定められ、実際に構造物の管理に適用されることで実績を積み、既に設計時の許容応力度と同様に社会的に容認された値となっていると考えられる。しかし、ダムゲートにおいてはこのような管理基準値が明確に定められてこなかったため、実績をベースとして設計許容応力度以外の参照すべき管理基準値を求めることは難しく、その設定方法が課題となっている。

各種構造物の設計基準類においては、ISO2394 (General Principles on Reliability for Structures)^{1.37)}に代表されるような、構造信頼性理論に基づく限界状態設計法が取り入れられつつある（たとえば文献 1.38), 文献 1.39) など）。

構造信頼性理論については、既に多くの成書があり（たとえば文献 1.40) など）、それらを要約すれば、材料強度や荷重など安全性の照査に関わる各種因子について、その不確実性を確率的に取り扱い、構造物の安全性を、照査を行う限界状態の超過確率あるいは信頼性指標などにより定量的に評価して、その大小により安全性を照査しようとするものであるといえる。

また、構造物の設計や管理において破壊確率、信頼性指標値を用いて照査を行うのは煩雑となるので、従来の許容応力度設計法などのように、各種設計因子に、それぞれの不確実性の性質に応じて割引、割増の係数（部分安全係数）を作用させて応答値と限界値を算出し、これらの応答値と限界値を比較する照査式が用いられことが多く、各種技術基準^{1.38), 1.39)}で採用されている。

許容応力度法における安全率が、設計や維持管理における各種不確実性へ対応しているものと考えれば、構造信頼性理論によって定められた部分安全係数のように、考慮する不確実性の性質によって安全率の値が変更されうるものと考ええる。さらに、設計時と維持管理時の差を考慮すれば、設計時は不確実性が大きくこれに対応するため大きな安全率をとる必要があるが、既設構造物では実測

データを活用することで設計時に考慮した不確実性の一部を確定あるいは低減させることができるので、設計時の安全率と維持管理時の安全率に異なる値を用いることができると考える。これは、先の阿部ら^{1.36)}が述べた保守限応力度の設定根拠を構造信頼性理論によって説明しており、また、このような設計時と維持管理時の不確実性の差に応じて応力照査などの基準値を変えるという考え方は、機械構造物でも検討されている^{1.41)}。

本論文では、ダムゲートの設備管理者が求める管理基準値の設定に対するひとつの方法論として、設計時と維持管理時の不確実性の差に着目し、構造信頼性理論を用いた既設ダムゲート用の管理基準値を提案する。

1.3 論文の構成

本論文は6章で構成されている。各章間の関連を図1.3に示す。各章の概要は以下の通りである。

1章では、研究の背景と目的を述べるとともに、ラジアルゲートの構造安全性照査に関する既往の研究事例を紹介した。併せて研究の概要と本論文の構成を示した。

2章では、ラジアルゲート開閉時における脚柱の限界状態を把握することを目的として、滑車とワイヤロープを用いた載荷機構を有する実験方法を提案し、トラニオンカバー長が異なるラジアルゲートの縮尺模型4体に同提案方法を適用した耐荷力実験の結果を示した。

トラニオンカバー長が伸びるに連れて、設計計算上想定している脚柱の曲げモーメント分布と、実験から得られる脚柱の曲げモーメント分布の乖離が大きくなることを明らかにした。また、脚柱のうちトラニオンカバーとの境界近傍におけるフランジ曲げ圧縮縁の局部座屈がラジアルゲート開閉時の脚柱の重要な限界状態のひとつであること、模型の最大耐荷力がトラニオンカバー長が伸びるにつれて大きくなることを明らかにした。

3章では、ラジアルゲート支承部の摩擦係数の供用中における変化を把握することを目的として、供用中のダムゲート2地点2門において、脚柱のうち支承部のモーメントにより大きな曲げ応力が生じる断面でひずみ変化のモニタリングを1年余りにわたって行った。放流中の各ゲート操作に対して摩擦係数の推定を

行い、推定においては支承部の摩擦力の残留を考慮する必要があること、摩擦係数はゲート操作ごとにばらつくがばらつきの程度は多くの測定例にみられるゲートごとの摩擦係数のばらつきに対して小さいことを明らかにした。

4章では、静水圧荷重により脚柱に生じる応力に関連する不確実性の定量化を目的として、設計計算式に基づいて計算された応力を応力照査に用いる場合の不確実性、実測により得た応力を応力照査に用いる場合の不確実性を、供用中のダムゲート25地点31門での計算応力、実測応力の比較により検討した。

計算応力と実測応力との差を計算応力を用いた応力照査に関わる不確実性と定義して、計算応力と実測応力の比較によりこれを定量化し、計算応力に関する不確実性は軸応力成分の計算値の大きさに依存することを明らかにした。

ある水圧荷重下で測定された実測応力を応力照査を行う水圧荷重下での応力値へ外挿する際に生じる外挿した応力と実際の応力との差を、実測応力を用いた応力照査に関わる不確実性と定義した。測定時の水圧荷重が異なる複数の実測応力を用いてこれらの間で仮想的に外挿関係をつくり、外挿先での実測応力と外挿応力との比較により不確実性の定量化を行い、実測応力の不確実性が外挿における外挿比率の大きさに依存することを明らかにした。

5章では、ラジアルゲートの開閉時の安全性照査に関して、実測データを用いた脚柱の応力照査における管理基準値を構造信頼性理論により求めた。

ラジアルゲート脚柱の開閉時の限界状態を脚柱のうちトラニオンカバー境界でのフランジの局部座屈とし、計算応力を用いて応力照査を行う場合の安全性を構造信頼性理論に基づき信頼性指標値として算出した。結果、トラニオンピン回りのモーメントがラジアルゲート脚柱の強度計算上考慮すべき荷重として技術基準に規定される前後のゲートで、それぞれ安全性レベルに差があることを明らかにした。

計算応力を用いた応力照査における信頼性指標値の計算結果をもとに目標となる信頼性指標値を設定し、実測データを用いた応力照査における信頼性指標が目標を上回るという条件のもと、管理基準値を算出した。また、同管理基準値を用いた照査の手順を併せて示した。

得られた管理基準値は実測応力の外挿比率の大きさに応じて変化し、外挿比率を小さく抑えた測定条件で得た脚柱の実測応力を用いることにより、現行の

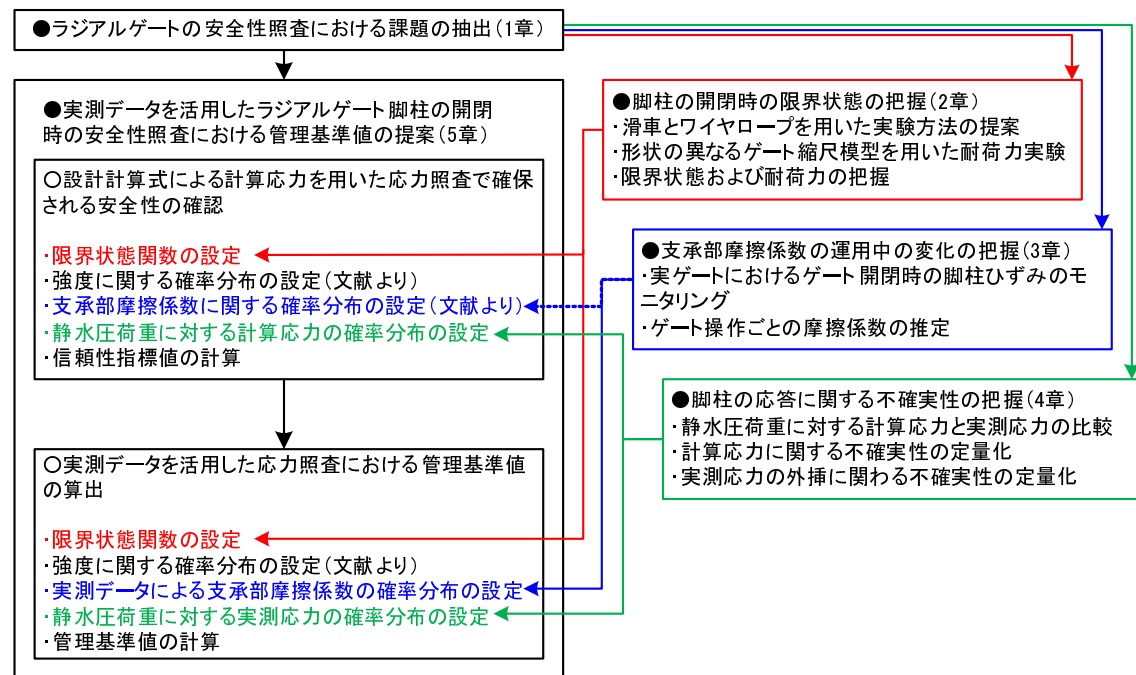


図 1.3 本論文を構成する各章間の関連

管理基準値よりも大きな管理基準値により照査を行えることを示した。

最後に，6章で本論文の結論を述べた。

1章の参考文献

- 1.1) ゲート総覧委員会. ゲート総覧第5巻. ダム・堰施設技術協会, 2006.
- 1.2) ダム・堰施設技術協会. ゲート総覧データベース. 2009.
- 1.3) 中村秀治, 小林精一, 加藤治, 松浦真一, 沼崎吉次, 寺野隆雄, 松井正一, 篠原靖志. 水力鋼構造物の寿命予測手法の開発. 電力中央研究所報告 U04, 1987.
- 1.4) 中村秀治, 松浦真一, 松井正一, 寺野隆雄. 知識工学的手法に基づく水力鋼構造物の寿命予測. 土木学会論文集, No. 368/I-5, pp. 301–310, 1986.
- 1.5) 中村秀治, 松浦真一, 寺野隆雄, 篠原靖志. 水力鋼構造物の寿命予測エキスパート・システムとその適用. 土木学会論文集, No. 374/I-6, pp. 513–521, 1986.
- 1.6) 中島正人, 山本広祐. 経年化したダム洪水吐きゲートの構造信頼性評価方法の提案. 電力中央研究所報告 N05002, 2006.
- 1.7) Masato Nakajima and Kosuke Yamamoto. Method for evaluating structural reliability of radial gates. *Hydro Review Worldwide*, Vol. 16, No. 5, pp. 14–19, 2008.

- 1.8) 電力土木施設のライフタイムサポート技術の高度化に関する共同研究グループ. 性能照査型維持管理マニュアルー電中研・北海道電力・北陸電力・電源開発共同研究の成果ー. 電力中央研究所報告 N10, 2010.
- 1.9) 水門鉄管協会性能規定に関する勉強会. 性能規定に関する調査報告. pp. 18–21, 2006.
- 1.10) 食料・農業・農村政策審議会 農業農村振興整備部会技術小委員会. 農業水利施設の機能保全の手引き「頭首工（ゲート設備）」. 2010.
- 1.11) 和知ダムゲート事故技術調査委員会. 和知ダムゲート事故原因調査報告. 1968.
- 1.12) Mid Pacific Region U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation. *Forensic Report Excerpt Spillway Tainter Gate 3 Failure, Folsom Dam, California, USA*. 1996.
- 1.13) R. V. Todd. Folsom spillway gate failure and lessons learned. *Proceedings of Congress of International Association for Hydraulic Research*, Vol. 27-D, pp. 66–71, 1997.
- 1.14) 阿南景子. テンタゲート式大形水門における流体関連複合発散振動. 大阪電気通信大学博士学位論文, 甲第 15 号, 2002.
- 1.15) H. Føsker, H. Bjørndal, and T. Ellefsrød. Bearing up under the strain. *International Water Power & Dam Construction*, Vol. 53, No. 8, pp. 39–41, 2003.
- 1.16) Glen Hobbs & Associates. "wivenhoe dam radial gate trunnion bearings peer review". http://www.floodcommission.qld.gov.au/__data/assets/file/0014/7214/Barton_Maher__Annex_BM4t.PDF.
- 1.17) ダム・堰施設技術協会. ダム・堰施設技術基準（案）基準解説編・マニュアル編. 2011.
- 1.18) 水門鉄管協会. 水門鉄管技術基準水門扉編 ー付解説ー 第5回改訂版. 2007.
- 1.19) 水門鉄管協会. 水門鉄管技術基準 ー付解説ー. 1960.
- 1.20) 水力技術百年史編纂委員会編. 水力技術百年史. 電力土木技術協会, 1992.

- 1.21) 竹林征三, 高須修二, 桜井好文, 貴堂巖. ゲートの技術基準の変遷に関する研究. 土木研究史, No. 16, pp. 159–174, 1996.
- 1.22) 水門鉄管協会. 水門扉管理要領. 1977.
- 1.23) ダム管理調査委員会編. ダム管理調査要領改訂版. 電気事業連合会, 1987.
- 1.24) 通産省資源エネルギー庁. 鋼構造物の診断マニュアル (案) . 1993.
- 1.25) 中村秀治, 塩竈裕三, 木村哲也. 信頼性理論に基づくラジアルゲートの維持管理基準に関する検討. 構造工学論文集, Vol. 55A, pp. 851–860, 2009.
- 1.26) 水門鉄管協会. 水門鉄管技術基準 一付解説一 第2回改訂版. 1973.
- 1.27) H. Føsker, H. Bjørndal, and T. Ellefsrød. Strain gauge measurements of friction on radial dam gate bearings. *Waterpower XIII Technical Papers CD-ROM*, 2003.
- 1.28) P.A. Leach. Spillway gate evaluation and rehabilitation. *Waterpower XIII Technical Papers CD-ROM*, 2003.
- 1.29) B. MacTavish, J. Westermann, B. Taleb, and R. MacLeod. Tainter gate trunnion bearing testing. *Waterpower XIII Technical Papers CD-ROM*, 2003.
- 1.30) 川崎真治, 中辻健, 川村文人. ラジアルゲート軸受部付近の摩擦係数推定の試み. 水門鉄管, No. 221, pp. 79–83, 2005.
- 1.31) 齋藤潔, 山本広祐. ダムゲート脚柱部の耐荷力特性に関する検討. 構造工学論文集, Vol. 55A, pp. 92–103, 2009.
- 1.32) 齋藤潔, 山本広祐. ラジアルゲート脚柱の耐荷力評価法に関する検討. 土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 4, pp. 596–612, 2010.
- 1.33) 水門鉄管協会. 水門鉄管技術基準 水門扉設計参考例. 1986.
- 1.34) 水門鉄管協会. 水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編 一付解説一 第5回改訂版. 2007.
- 1.35) 鉄道総合技術研究所. 鉄道構造物等維持管理標準・同解説 (構造物編 鋼・合成構造物) , pp. 57–59. 丸善, 2007.

- 1.36) 阿部英彦, 足立成之, 中村征一. 鋼橋の実耐率と制限速度. 構造物設計資料, No. 37, pp. 1543–1547, 1974.
- 1.37) *ISO 2394:1998 - General principles on reliability for structures.*
- 1.38) 港湾の施設の技術上の基準・同解説検討委員会. 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上下). 日本港湾協会, 2007.
- 1.39) 日本建築学会. 建築物の限界状態設計指針. 2002.
- 1.40) 星谷勝, 石井清. 構造物の信頼性設計法. 鹿島出版会, 1986.
- 1.41) 日本機械学会. 荷重・耐力係数法による信頼性評価講習会テキスト. 2011.

2章 ゲート開閉時の限界状態

2.1 はじめに

2005年に国土交通省より発刊された「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説」^{2.1)}を受けて、ダムに設置されるラジアルゲートにおいても大規模地震に対する耐震性能照査が行われるようになった。齋藤ら^{2.2), 2.3)}の解析的、実験的検討にみられるように、大規模地震にともなう動水圧の付加といった水圧荷重増加による脚柱の軸圧縮座屈は、ラジアルゲートにおいて考慮すべき重要な限界状態のひとつである。

一方、和知ダムラジアルゲート^{2.4)}や、米国 Folsom ダムラジアルゲート^{2.5)}の損壊事故で注意喚起されているように、水圧荷重による軸圧縮力に加え、支承部の摩擦抵抗に起因したモーメントが付加されることによる、脚柱の梁-柱部材としての座屈もラジアルゲートで考慮すべき重要な限界状態である。

支承部の摩擦抵抗については、Folsom ダムゲートの事故調査事例^{2.6)}を契機としてその後の国内外で広く行われるようになった支承部の摩擦係数の推定事例^{2.7)-2.10)}にその実態をみることができる。

これらの推定事例で示された65個の支承部に対する摩擦係数の推定値においては、約半数に近い31例が国内技術基準^{2.11), 2.12)}で設計用の値として推奨される0.2を超えており、最大の推定事例では0.75となっている。これらから、既設ラジアルゲートの脚柱には、設計時の想定を超える曲げモーメントが支承部の摩擦抵抗に起因して作用している可能性があることがわかる。

中島ら^{2.13), 2.14)}は、設計参考例^{2.15)}に示されたラジアルゲートを対象に、有限要素解析モデルを用いた構造信頼性評価を行っている。そこでは、ラジアルゲートの損傷モードを確認するため、支承部を固定条件として巻き上げ荷重を増分的に付加させる解析が行われ、脚柱基部での応力増加によるフランジの曲げ圧縮縁の降伏を損傷モードとして採り上げている。

このように、ラジアルゲート開閉時の脚柱の限界状態については荷重の実態

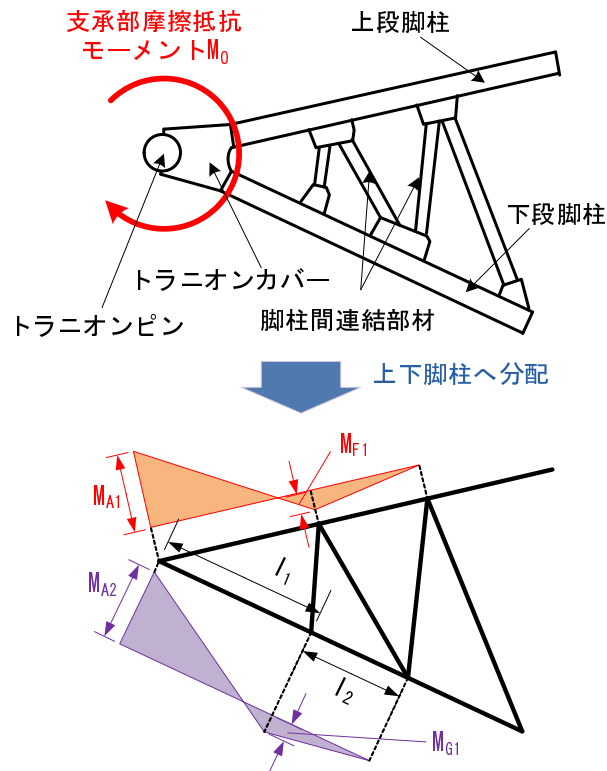


図 2.1 設計計算式による脚柱の曲げモーメント分布

が実ゲートでの測定により，損傷挙動については解析によりそれぞれ確認されつつあるが，実験的に限界状態を確かめた事例は見当たらない．そこで，ラジアルゲート脚柱の開閉時における限界状態を実験的に把握することを目的として，ワイヤロープと滑車を用いた载荷重機構による耐荷力実験方法を提案し，形状の異なるラジアルゲート模型に対して行った耐荷力実験をもとに，ラジアルゲート開閉時における限界状態について考察する^{2.16), 2.17)}．

2.2 耐荷力実験方法の提案

ラジアルゲート開閉時に支承部の摩擦抵抗によって生じる脚柱の曲げモーメント分布は，技術基準上では図 2.1 のように，脚柱をヒンジ支承部の中心にあるトラニオンピン，および脚柱間連結部材と脚柱との交点を支点とする 2 径間の連続桁とみなして計算される^{2.11), 2.12)}．

まず，支承部の摩擦抵抗によるモーメント M_0 を上段脚柱，下段脚柱の断面 2 次モーメント I_F ， I_G に応じて次式によりそれぞれの脚柱端部における曲げモーメント M_{A1} ， M_{A2} へと分配する．

$$M_{A1} = \frac{I_F}{(I_F + I_G)} \cdot M_0 \quad (2.1)$$

$$M_{A2} = \frac{I_G}{(I_F + I_G)} \cdot M_0 \quad (2.2)$$

続いて、トラニオンピンより長さ l_1 の位置にある脚柱と脚柱間連結部材との交点での曲げモーメント M_{F1} , M_{G1} を、 l_1 および次の脚柱間連結部材までの長さ l_2 を用いて、次式により計算する。

$$M_{F1} = -\frac{l_1}{2(l_1 + l_2)} \cdot M_{A1} \quad (2.3)$$

$$M_{G1} = -\frac{l_1}{2(l_1 + l_2)} \cdot M_{A2} \quad (2.4)$$

ラジアルゲートの脚柱は、トラニオンピンに向かって断面が漸縮する場合が多い。そのため、脚柱連結部材で区切られる脚柱の各スパンを取り出した場合、トラニオンピンとそれより上流側ひとつ目の脚柱連結部材間のスパン（図 2.1 の長さ l_1 のスパン）において水圧荷重による軸圧縮応力が大きくなる傾向にある。また同スパンはトラニオンピン直近にあり、支承部でのモーメントによる曲げ応力も付加され、構造安全性の照査上もっとも厳しいスパンとなる場合が多い。

このトラニオンピン直近のスパンのみを単独の梁-柱部材として取り出して載荷実験を行う場合、部材両端のモーメントをコントロールする必要があること、部材端に位置するトラニオンカバーや脚柱間連結部材の剛性を適切に模擬する必要があることなど、実験が煩雑となる。また、脚柱間連結部材で区切られた各スパン単独ではなく、脚柱全体での座屈の発生も考えられる。

そこで、本論文では、脚柱を含む鉛直架構全体（図 1.2）を取り出して実験模型を製作し、同模型に対して水圧荷重や開閉によるモーメントを付加して耐力評価実験を行うこととした。

本論文では、載荷方法としてワイヤロープと滑車を利用した方法を提案する。提案法は、水圧荷重を模擬する部分と、支承部でのモーメントを模擬する部分に分かれる。

まず、図 2.2 に水圧荷重を模擬する載荷機構を示す。図 2.2 の A) のように、脚柱、脚柱間連結部材からなる鉛直架構を取り出し、耐力実験の対象とするラジア

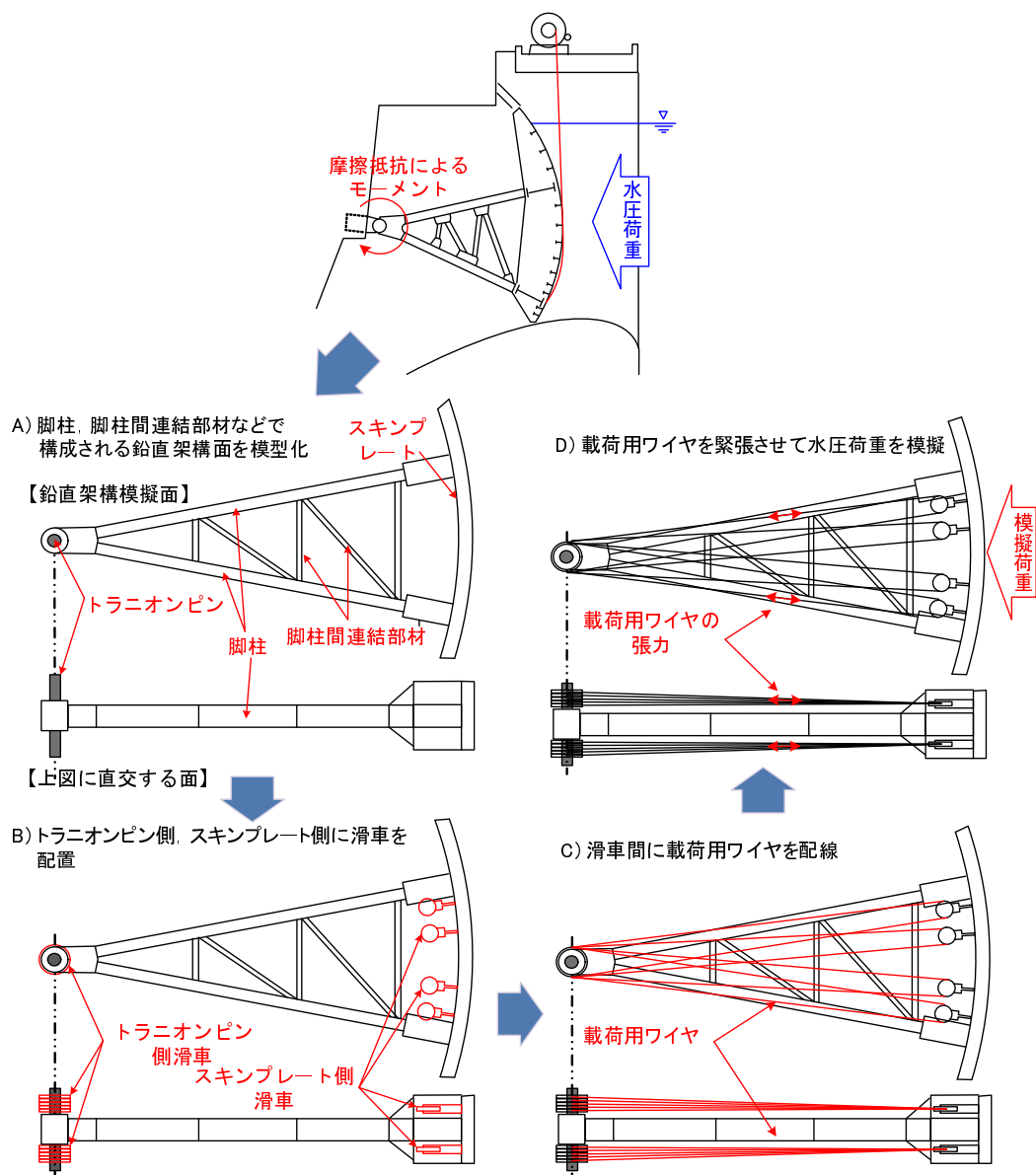


図 2.2 水圧模擬荷重の載荷方法

ルゲートの縮尺模型を製作する．ラジアルゲートにおいては，左右岸に鉛直架構があるが，一般に左右岸で構造が異なることはないので，その一方だけを模型化する．トラニオンピンは，模型化した鉛直架構の面外へ伸ばしておく．

次に，図 2.2 の B) のように，スキンプレートの円弧内面側に滑車を設置する．一方，トラニオンピン側にも，トラニオンピンを回転軸とする滑車を取り付ける．これらの滑車は，面外の曲げが発生しないよう，鉛直架構の両側に均等に配置する．

続いて，図 2.2 の C) のように，スキンプレート側，トラニオンピン側の滑車間に載荷用のワイヤロープ 1 本を配線する．

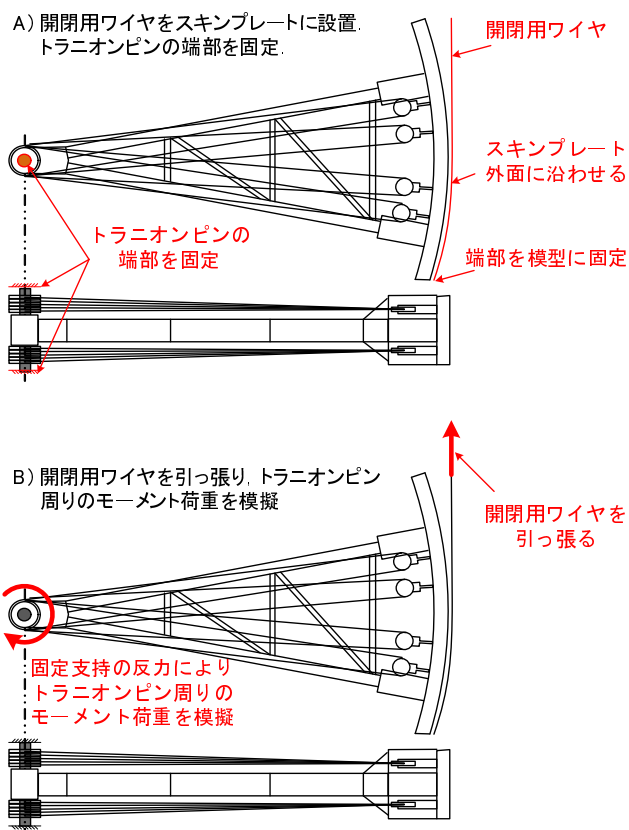


図 2.3 支承部でのモーメントの模擬方法

最後に、図 2.2 の D) のように、载荷用ワイヤロープを緊張させることでスキンプレートからトラニオンピンへ向かう水圧を模擬した载荷を行う。ワイヤロープの緊張には重錘を用い、実験中一定の張力が作用するようにする。

図 2.3 に支承部でのモーメントを模擬する载荷機構を示す。図 2.3 の A) のように、模型のスキンプレートに開閉用ワイヤを取り付け、スキンプレートの円弧面に沿わせるようにワイヤを配置する。また、トラニオンピンの端部を架台等に固定する。そして、図 2.3 の B) のように円弧面に沿わせた開閉用ワイヤを引っ張ることで、トラニオンピンの固定部において反力としてトラニオンピン回りのモーメントが生じ、支承部でのモーメントを模擬した荷重として模型に作用する。

提案する载荷機構は、以下のような利点がある。

- ・ 模型回転に対して水圧模擬荷重が容易に追従できる。
- ・ スキンプレート側の滑車を増設することで、分布荷重を模擬できる。
- ・ スキンプレート側の滑車の間隔や滑車の大きさを調整することにより、静水

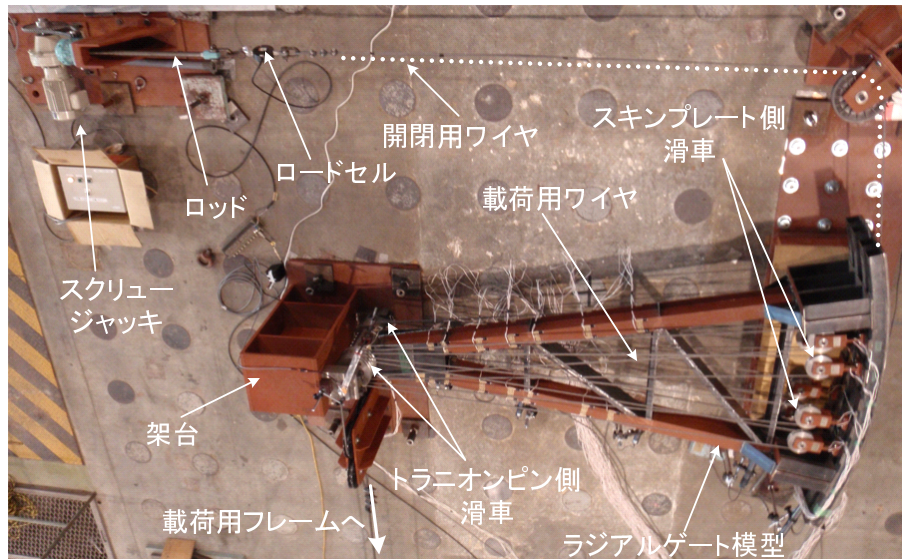


図 2.4 実験の様子

圧荷重や動水压荷重など一様でない分布荷重を模擬することができる。

- ・ 支承部でのモーメント増加に伴う開閉用ワイヤ張力の増加を容易に模擬できる。

一方で欠点として、模型周囲のワイヤロープの引き回しと模型自身やセンサ・ケーブル類との干渉に注意を払う必要がある点、また開閉に伴う水压荷重の変化を模擬できない点などが挙げられる。

実際のラジアルゲートでは、ゲートが開く場合にはゲートへの作用水深は低下し、水压荷重が減少する。ゲートが閉じる場合には作用水深、水压荷重が増加するが、ゲートが閉じ切ってしまうとそれ以上の水压荷重の増加はない。このように、実際のゲートにおける開閉操作時の水压荷重には、貯水池の水位に応じて上限があり、本載荷機構によりゲート全閉時の水压荷重に対応する荷重を一定にかけておけば、耐荷力を安全側に評価できるものと考ええる。

上記の提案手法に従って行った耐荷力実験の様子を図 2.4 に示す。模型の大きさは 2,600mm 程度である。形状の詳細は後述する。

実験では、鉛直架構面が水平となるように模型を配置した。スキンプレート側に 8 個（水平においた模型の鉛直上側に 4 個、鉛直下側に 4 個）、トラニオンピン側に 10 個（水平においた模型の鉛直上側に 5 個、鉛直下側に 5 個）の滑車を設置した。

滑車間の載荷用ワイヤの配線について、詳細を図 2.5 に示す。1 本の載荷用ワ

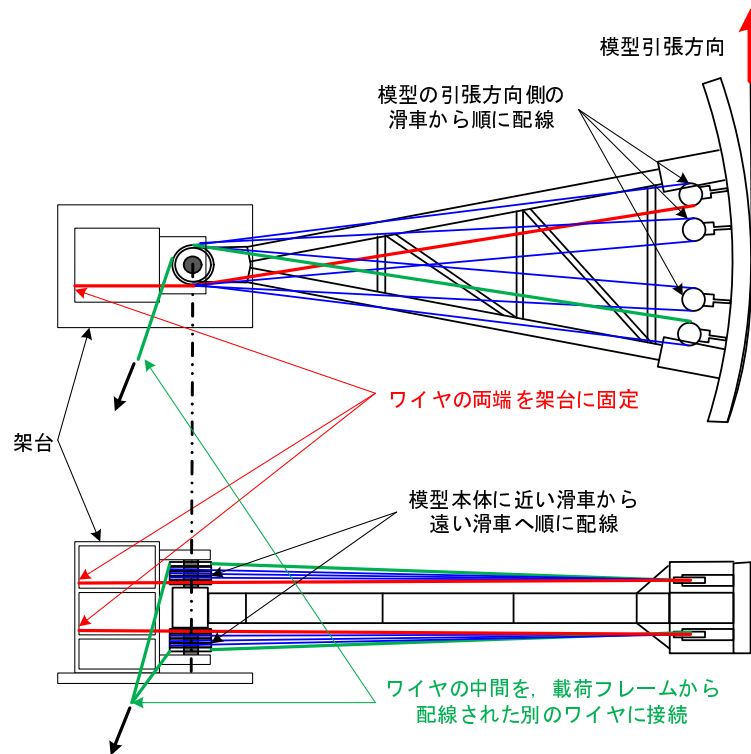


図 2.5 载荷用ワイヤの配線

ワイヤをスキンプレート側およびトラニオンピン側の滑車間に配線している。载荷用ワイヤの両端は、架台に固定されている。ワイヤの固定部から、まず図 2.5 の下図のように、模型に最も近いトラニオンピン側滑車を通り、スキンプレート側滑車のうち、模型の引張方向にある滑車へまず配線される。同スキンプレート側滑車から折り返し、トラニオンピン側では模型に近い滑車から遠い滑車へ、スキンプレート側では引張方向にある滑車からその反対方向にある滑車へ順に配線される。最後は、トラニオンピン側滑車のうち、模型から最も遠い滑車に配線される。そして、载荷用ワイヤの中間にあたる部分を別途载荷用フレームから配線されたワイヤに接続する。

これにより、载荷用ワイヤには载荷用フレームに吊るした錘の重量の半分程度の張力が発生する。スキンプレート側の8つの滑車位置でトラニオンピンへ向かう荷重の合計は、吊るした錘の重量の約8倍となる。

トラニオンピン側滑車付近の様子を図 2.6 に示す。载荷用フレームから配線されたワイヤに接続するために、別途滑車を使って载荷用ワイヤの中間付近を絞っている。

スキンプレート側滑車付近の様子を図 2.7 に示す。滑車をスキンプレートに取

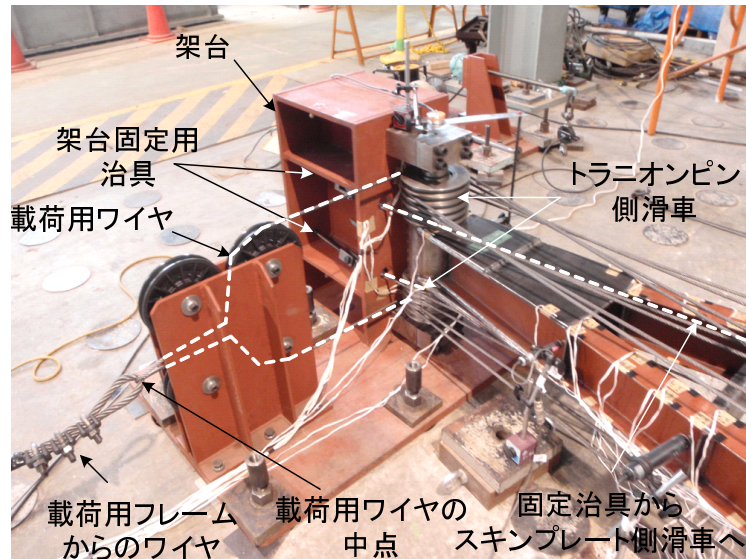


図 2.6 トラニオンピン側滑車付近の様子

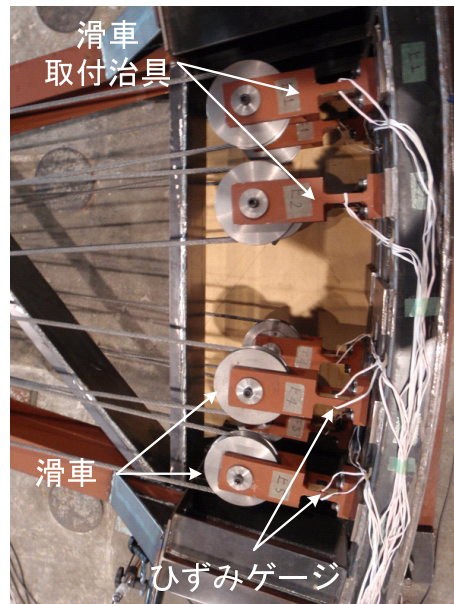


図 2.7 スキンプレート側滑車付近の様子

り付けるための治具にくびれを設けている．このくびれの表裏にひずみゲージを設置し，载荷用ワイヤの緊張によって生じる各滑車位置でのトラニオンピンへ向かう荷重を測定した．

スキンプレート外面の様子を図 2.8 に示す．ガイドを設け，スキンプレートに沿わせるように開閉用ワイヤを配線している．また，開閉用ワイヤと並行するように細いワイヤを配線して巻込型変位計に接続し，スキンプレート外面に沿う模型の変位量を測定した．

図 2.9 に载荷用フレームの様子を示す．模型側の载荷用ワイヤに接続するワイ

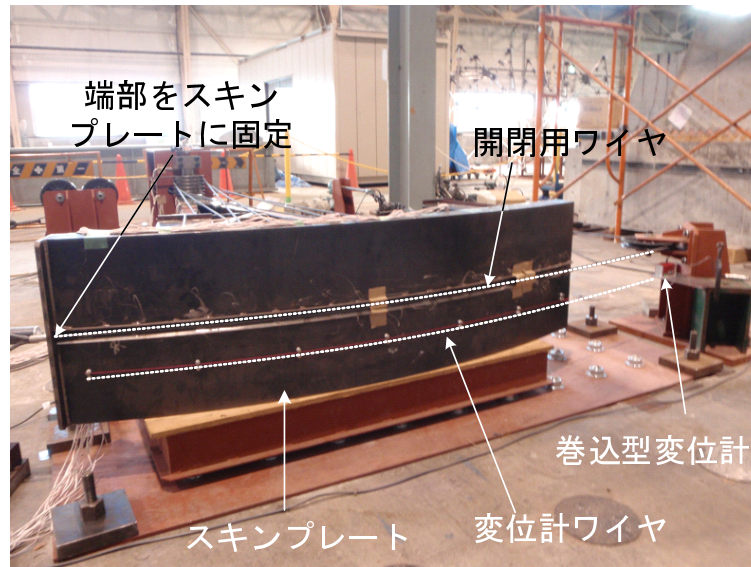


図 2.8 スキンプレート外側の様子

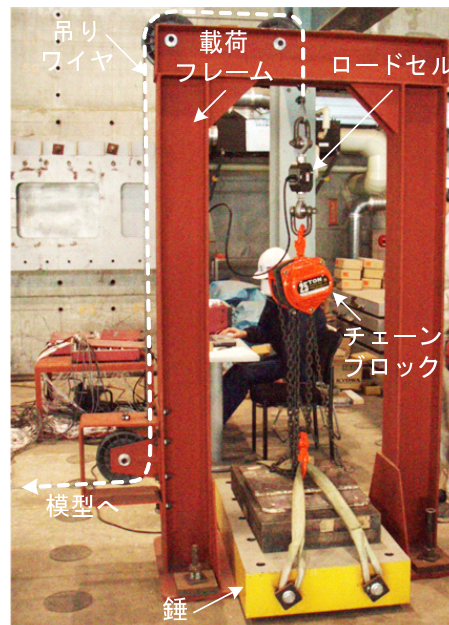


図 2.9 载荷用フレーム

ヤロープを，フレームの上部に配線してチェンブロックにより錘を吊るすことで，载荷用ワイヤを緊張させる．途中にロードセルを設け，錘およびチェンブロックの総重量を測定した．

2.3 模型の諸元

実験に用いた模型の基本形状を図 2.10 に示す．模型寸法は，齋藤ら^{2.3)}の実験に用いられた N トラス型の模型を参考とした．2 本の脚柱には，齋藤らと同様に軽量 H 形鋼 (SWH400) を使用した．齋藤らの模型では，2 本の脚柱で断面形状が異

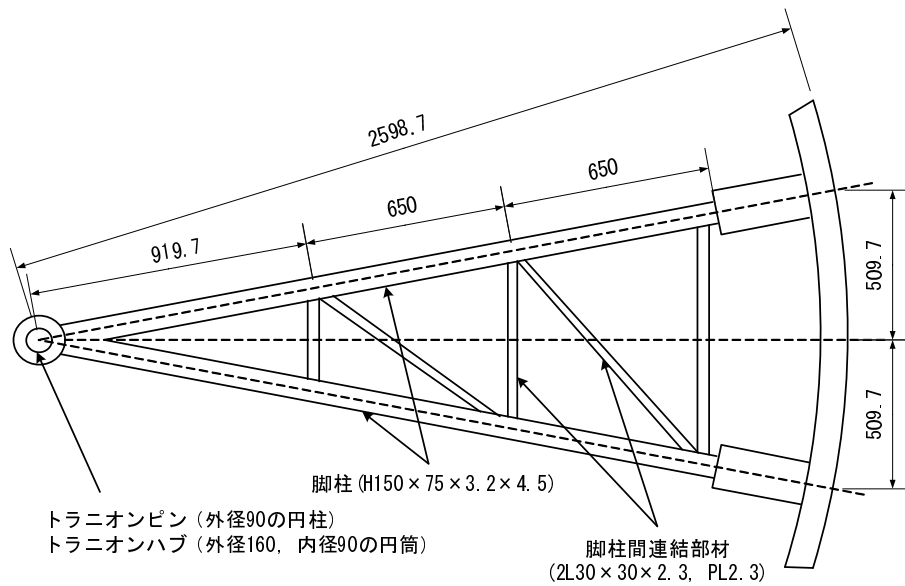


図 2.10 模型の基本形状（単位：mm）

なっていたが，実ゲートでは同じ断面形状の脚柱が用いられる機会が多いことを考慮して，本論文では同じ規格断面（H150 × 75 × 3.2 × 4.5）の鋼材を使用した．2本の脚柱間には，トラニオンピンから 919.7mm，650mm，650mm の間隔で，脚柱間連結部材を溶接接合した．脚柱間連結部材は，2つの山型鋼（L30 × 30 × 2.3）および厚さ 2.3mm の平板をコの字型の断面となるように溶接接合して製作した．

支承部は，トラニオンハブとトラニオンピンで構成されている．トラニオンハブには外径 160mm，内径 90mm の厚肉の円筒を，トラニオンピンには外径 90mm の円柱をそれぞれ用いた．トラニオンハブ，トラニオンピンの双方にキー溝を加工し，ここにキーを入れることでトラニオンハブをトラニオンピンに固定した．

図 2.10 を基本形状として，図 2.11 のようにトラニオンハブ近傍の脚柱のフランジ外側に平板を溶接してトラニオンカバーとし，トラニオンカバー長が 269.7mm（1 体），459.7mm（2 体）および 569.7mm（1 体）の計 4 体の模型を製作して実験に用いた．

図 2.12 は，脚柱のうちトラニオンピンから脚柱と脚柱間連結部材の交点までの長さ l_1 ， l_2 およびトラニオンカバー長 l_c に関して，後述の 4 章に詳細を示す 25 地点の実ゲートと使用した模型との比較を行ったものである．水平軸は l_1 に対する l_c の比 l_c/l_1 を，鉛直軸は l_1 に対する l_2 の比 l_2/l_1 を表わす．

実ゲートの l_2/l_1 は 0.38 から 0.88 に分布し，平均は 0.63 である．模型の l_2/l_1 は，「模型 0」，「模型 1」および「模型 2」のいずれも 0.71 であり，実ゲートの平均より

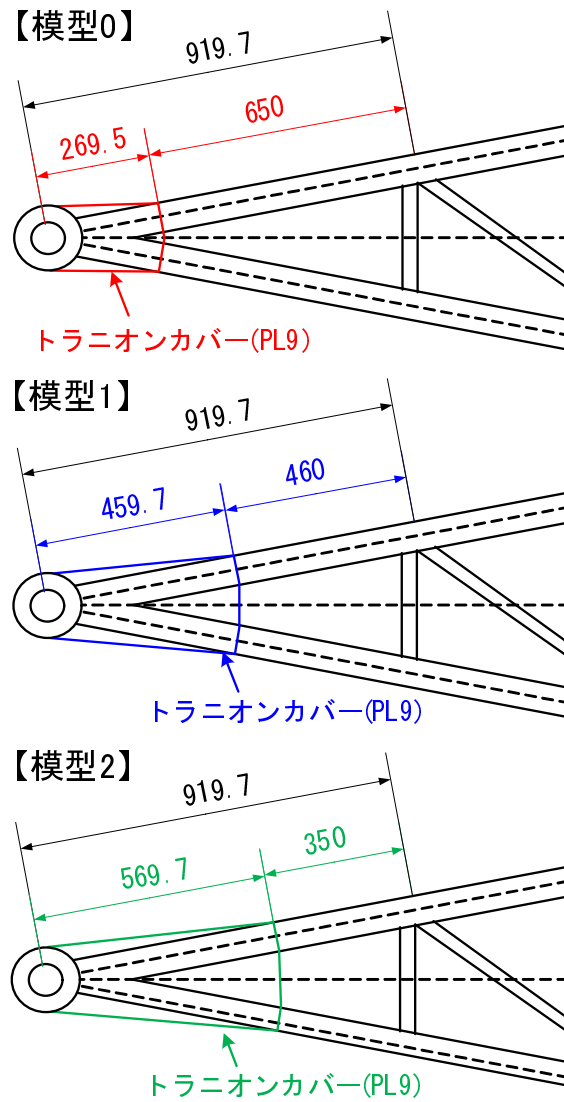


図 2.11 トラニオンカバー（単位：mm）

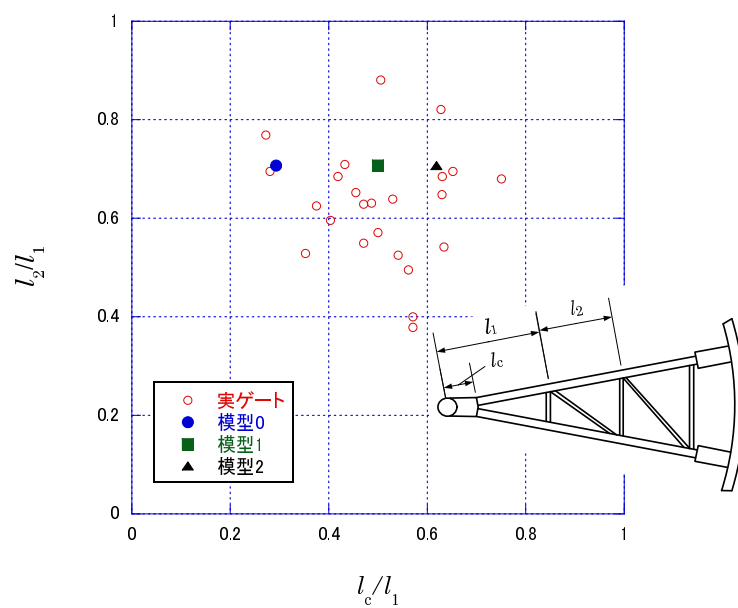


図 2.12 脚柱とトラニオンカバー長に関する実ゲートと模型の比較

若干大きい。

実ゲートの l_c/l_1 は、0.27 から 0.75 に分布し、平均は 0.51 である。「模型 0」の l_c/l_1 は 0.29 で実ゲートの分布の最小値付近、「模型 1」の l_c/l_1 は 0.50 で実ゲートの分布の平均付近となっている。「模型 2」の l_c/l_1 は 0.62 と実ゲートの分布の平均よりは大きい。最大値よりは若干小さい。

式 (2.3) によれば、 l_2/l_1 に応じて脚柱間連結部材位置での曲げモーメントの大きさは変化する。 l_2/l_1 が 0.38 から 0.88 の範囲で変化した場合、曲げモーメントの絶対値は $|0.27M_{A1}|$ から $|0.36M_{A1}|$ の範囲で変化し、変化の割合は範囲の最小値 $|0.27M_{A1}|$ を基準とすると $|0.36M_{A1}|/|0.27M_{A1}| = 1.33$ と 3 割程度である。

l_2/l_1 を実ゲートにおける平均 0.63 に固定して、 l_c/l_1 を実ゲートの分布の範囲 0.27 から 0.75 で変化させる場合を考える。このとき、脚柱のうちトラニオンカバーで補剛されていない部分において、曲げモーメントの絶対値が最大となる位置は、 l_c/l_1 に応じて変化する。

l_c/l_1 が 0.53 より大きい場合、トラニオンピンから l_1 の位置で曲げモーメントの絶対値が最大となり、その値は $|0.31M_{A1}|$ である。

l_c/l_1 が 0.53 より小さい場合、トラニオンピンから l_c の位置で曲げモーメントの絶対値が最大となり、その値は $|0.31M_{A1}|$ より大きな値となる。 l_c/l_1 が小さくなるほどトラニオンピンから l_c の位置での曲げモーメントは大きくなり、実ゲートの範囲では l_c/l_1 が 0.27 のときトラニオンピンから l_c の位置で $|0.65M_{A1}|$ となる。

変化の割合は範囲の最小値 $|0.31M_{A1}|$ を基準とすると $|0.65M_{A1}|/|0.31M_{A1}| = 2.10$ となり 2 倍程度の変化割合となる。

l_2/l_1 が変化した場合の脚柱間連結部材位置での曲げモーメントの大きさの変化の割合は 3 割程度であったから、 l_c/l_1 の変化に対する曲げモーメントの変化の割合の方が相対的に大きい。これより、脚柱の耐荷力に与える影響は l_c/l_1 の変化の方がより大きいと考え、図 2.11 のようにトラニオンカバー長が異なる模型を用いることとした。

図 2.13 に、トラニオンピン回りのモーメント M_0 が作用した時の、模型の脚柱における計算上の曲げモーメント分布を示す。今回の模型では、2 本の脚柱で断面形状が同じであり、トラニオンピン位置でそれぞれの脚柱が分担する曲げモーメントは、式 (2.1)、式 (2.2) より共に $0.500M_0$ である。

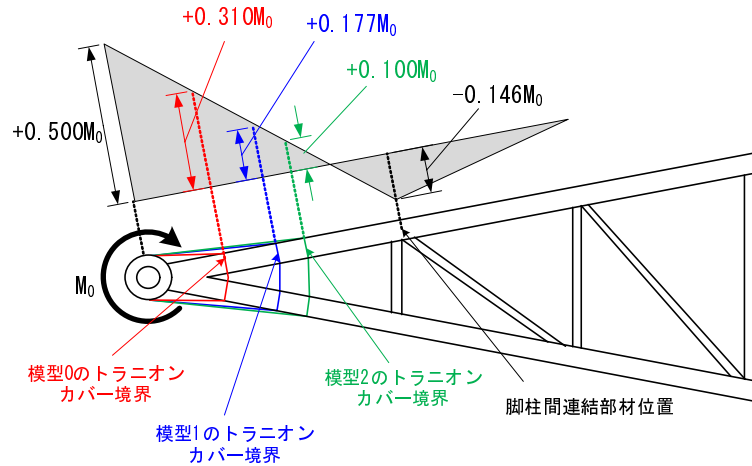


図 2.13 トラニオンカバー境界と脚柱間連結部材位置での曲げモーメント

トラニオンピンから $l_1 = 919.7\text{mm}$ の位置にある脚柱間連結部材位置での曲げモーメントは，式 (2.3) から $-0.146M_0$ である．脚柱のうちトラニオンカバーで補剛されていない部分では，トラニオンカバー長が「模型0」から「模型1」，「模型2」へと長くなるにつれ，トラニオンカバー境界での曲げモーメントの絶対値は小さくなる．とくに「模型2」では，トラニオンカバー境界での曲げモーメントよりも脚柱間連結部材位置での曲げモーメントの方が大きい．

模型の諸元を表 2.1 に示す．「模型1」については2体を分けて「模型1-1」，「模型1-2」として示した．

降伏点 σ_y ，弾性係数 E およびポアソン比 ν は材料試験により求めた値である．「模型0」とそれ以外の3体では鋼材のロットが異なるため，これらの値が互いに異なっている．降伏ひずみ ε_y ，細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ ，幅厚比パラメータ R_f ， R_w はこれらの材料試験の値を用いて求めた．

図 2.14，図 2.15 および図 2.16 に，実ゲート25地点におけるトラニオンカバー直近脚柱スパンにおける弱軸回り細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ ，フランジの幅厚比パラメータ R_f およびウェブの幅厚比パラメータ R_w をそれぞれ示す．実ゲートにおける各パラメータの計算においては，降伏点として SS400 鋼の規格上の降伏点 235N/mm^2 を，弾性係数，ポアソン比として鋼材の一般的な弾性係数 $206,000\text{N/mm}^2$ ，ポアソン比 0.3 を用いた．

弱軸回りの細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ については，4体の模型のうち「模型0」の細長比パラメータ 0.508 が図 2.14 の範囲を外れ大きな値となっている．模型の細長比パラメータの計算には，材料試験から求めた規格値より大きい降伏点を使用し

表 2.1 ラジアルゲート模型の諸元

模型名	模型 0	模型 1-1	模型 1-2	模型 2
使用鋼材	SWH400			
降伏点 σ_y [N/mm ²]	354	329		
弾性係数 E [N/mm ²]	215,000	211,000		
ポアソン比 ν	0.279	0.281		
降伏ひずみ $\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E}$ [×10 ⁻⁶]	1,647	1,559		
トラニオンピン－脚柱間連結部材長 l_1 [mm]	919.7			
トラニオンカバー長 l_c [mm]	269.7	459.7		569.7
トラニオンピン直近脚柱スパン長 $l_0 = l_1 - l_c$ [mm]	650.0	460.0		350.0
フランジ幅 b_f [mm]	75.0			
フランジ厚 t_f [mm]	4.20	4.26	4.19	4.21
ウェブ幅 $b_w = 150 - 2t_f$ [mm]	141.6	141.5	141.6	141.6
ウェブ厚 t_w [mm]	3.2	3.2	3.2	3.2
断面積 A [mm ²]	1,083	1,092	1,082	1,085
弱軸回り断面２次モーメント I [mm ⁴]	295,700	299,900	295,000	296,400
弱軸回り断面２次半径 $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ [mm]	16.52	16.57	16.51	16.53
弱軸回り細長比 $\frac{l_0}{r}$	39.34	27.76	27.86	21.17
フランジ自由突出部の幅厚比 $\left(\frac{b}{t}\right)_f = \frac{b_f - t_w}{2} \frac{1}{t_f}$	8.55	8.43	8.57	8.53
ウェブの幅厚比 $\left(\frac{b}{t}\right)_w = \frac{b_w}{t_w}$	44.3	44.2	44.3	44.3
弱軸回り細長比パラメータ $\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \left(\frac{l_0}{r}\right) \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$	0.508	0.349	0.350	0.266
フランジ自由突出部の幅厚比パラメータ $R_f = \frac{1}{\pi} \left(\frac{b}{t}\right)_f \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k} \frac{\sigma_y}{E}}$ ただし、 $k = 0.43$	0.56	0.54	0.55	0.54
ウェブの幅厚比パラメータ $R_w = \frac{1}{\pi} \left(\frac{b}{t}\right)_w \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k} \frac{\sigma_y}{E}}$ ただし、 $k = 4$	0.95	0.92	0.93	0.93

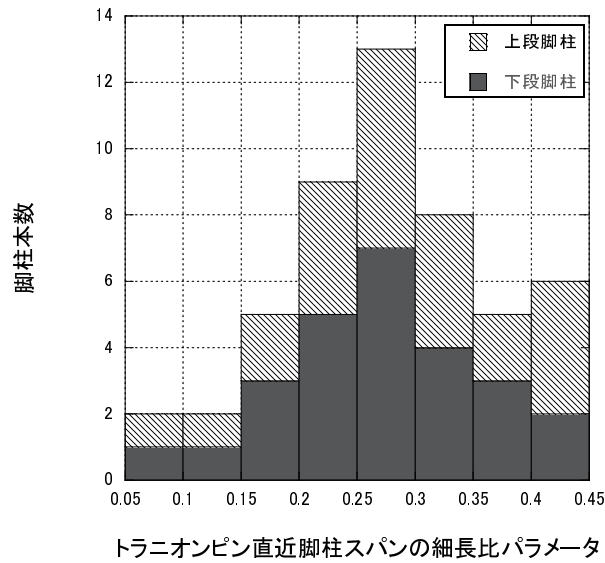


図 2.14 実ゲートの脚柱におけるトラニオンカバー直近スパンの弱軸回り細長比パラメータ λ

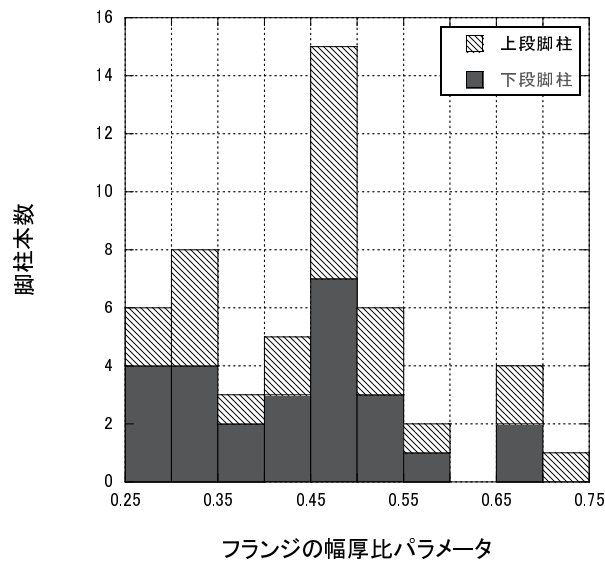


図 2.15 実ゲートの脚柱におけるトラニオンカバー直近スパンのフランジ幅厚比パラメータ R_f

ていることが一因であると考える。齋藤ら^{2,3)}も実ゲートにおける脚柱の細長比パラメータの分布を示しているが、それによれば細長比パラメータは0.225から0.80の範囲に分布し、多くは0.275から0.650の範囲に分布するとされており、「模型0」の細長比パラメータはこの範囲内にある。

フランジの幅厚比パラメータ R_f およびウェブの幅厚比パラメータ R_w については、4体の模型のいずれも図 2.15 および図 2.16 の分布の範囲内にある。

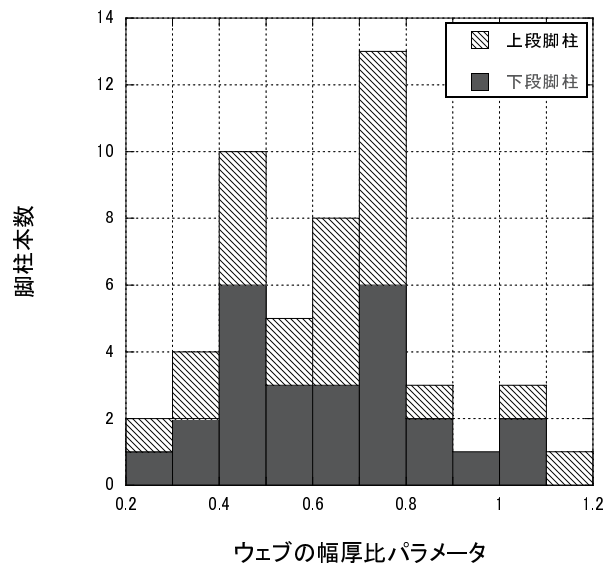


図 2.16 実ゲートの脚柱におけるトラニオンカバー直近スパンのウェブ幅厚比パラメータ R_w

表 2.2 実験ケース

ケース名	使用模型	トラニオンカバー長 [mm]	水圧模擬荷重 [kN]
ケース 0	模型 0	269.7	101.5
ケース 1-1	模型 1-1	459.7	96.9
ケース 1-2	模型 1-2	459.7	162.0
ケース 2	模型 2	569.7	94.6

2.4 実験手順と測定項目

表 2.2 に実験ケースを示す。表中の「使用模型」と各模型の「トラニオンカバー長」については、既に図 2.11 で説明した。表中の「水圧模擬荷重」は、図 2.7 に示したスキンプレート側の各滑車においてひずみゲージで測定した荷重を合計したものである。「ケース 1-2」以外の 3 ケースでは、図 2.9 に示した载荷フレームに同じ重さの錘 (14.1kN) を吊り下げて実験を行った。「ケース 1-2」では、模型脚柱に作用する軸力が耐荷力に与える影響を確認することを意図して、他の 3 ケースより重い錘 (23.6kN) を吊り下げて実験を行った。

実験の手順は各ケース共通で以下により行った。

手順 1) 予備载荷として、水圧模擬荷重の载荷用ワイヤロープの緊張・弛緩を 2 回繰り返し、錘吊下げ時のワイヤ長、端部の固定状態を確認する。

手順 2) 錘を吊るして載荷重用ワイヤロープを緊張させる。

手順 3) スクリュージャッキのロッドの繰り戻し，繰り出しを2回繰り返し，開閉用ワイヤの固定状況を確認する。

手順 4) スクリュージャッキのロッドを繰り戻して，ゲート開閉用ワイヤの張力が極大値を迎えるまでゲート模型に強制変位を与える。

手順 5) ゲート開閉用ワイヤの張力が極大値となった後，ゲート開閉用ワイヤの張力がなくなるまでスクリュージャッキのロッドを繰り出す。

手順 6) 錘を接地させて水圧模擬荷重用ワイヤロープの緊張を解き，実験終了。

同実験中，表 2.2 に示した水圧模擬荷重に加え，図 2.8 に示した巻込型変位計で模型端部の変位量を（以下，測定項目 D_S と呼ぶ），図 2.4 に示したスクリュージャッキ近傍のロードセルで開閉用ワイヤ張力を（以下，測定項目 T と呼ぶ）それぞれ測定した。

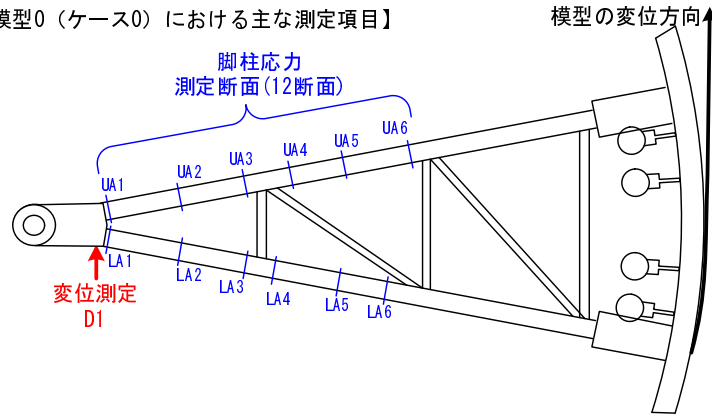
また，模型の脚柱および支承部でひずみ，変位および回転角度の測定を行った。「模型 0」とそれ以外の模型 3 体では測定箇所数が異なっているので，比較において混乱が生じないように，各模型で共通する測定箇所および本論文で実験結果を提示する測定項目のみを図 2.17 に示す。

脚柱のひずみ測定断面は，トラニオンピンからスキンプレート側へ向かってひとつ目のスパンとふたつ目のスパンに 3 断面ずつ，2 本の脚柱で計 12 断面である。開閉用ワイヤで模型を引っ張った際に模型の変位する方向となる側の脚柱のひずみ測定断面は「UA」を，もう一本の脚柱のひずみ測定断面は「LA」を頭に付け，トラニオンピン側から昇順に番号を振って測定断面名とする。

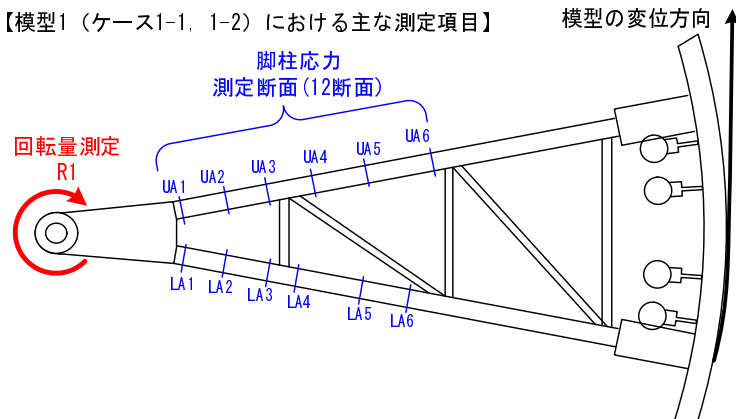
「UA2」，「LA2」，「UA5」および「LA5」の各ひずみ測定断面は，それぞれトラニオンカバー境界から脚柱間連結部材までのスパンの中点，次の脚柱間連結部材までのスパンの中点に位置する。それ以外の測定断面は，トラニオンカバー，脚柱間連結部材から 30mm 離れた位置にあり，局部応力の影響を避けることを意図している。

各ひずみ測定断面内のひずみゲージ配置を図 2.18 に示す。断面の 4 隅の端部から 5mm の位置に，1 断面あたり 4 点のひずみゲージを配置した。

【模型0（ケース0）における主な測定項目】



【模型1（ケース1-1, 1-2）における主な測定項目】



【模型2（ケース2）における主な測定項目】

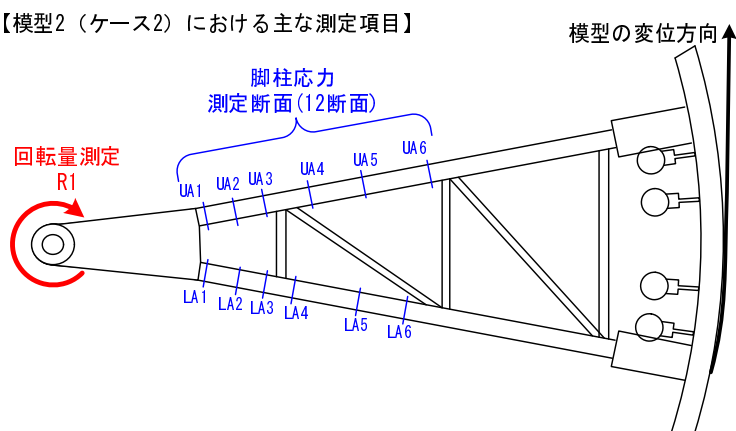


図 2.17 ラジアルゲート模型の主な測定項目

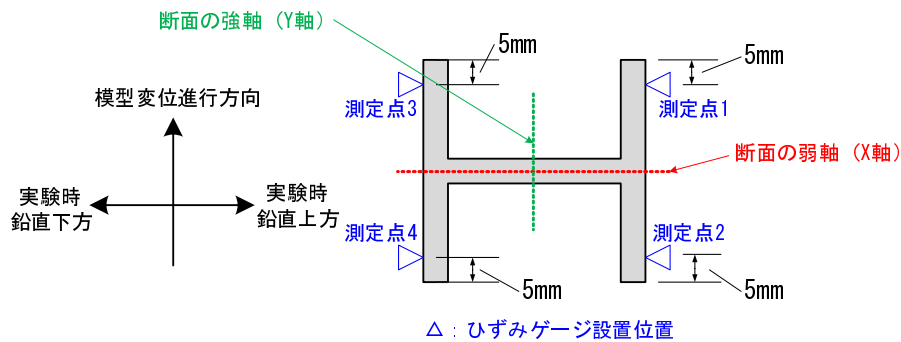


図 2.18 模型脚柱のひずみ測定断面内におけるひずみゲージ配置



図 2.19 回転角度計の設置状況

「模型0」におけるトラニオンカバー部の変位測定（測定項目名「 D_1 」），それ以外の模型における回転角度測定（測定項目名「 R_1 」）は，トラニオンピンのねじれによる模型の剛体回転量の補正を行うための測定項目である．

回転角度計の設置状況を図 2.19 に示す．回転角度計は，回転軸をトラニオンピンの中心に合わせ，架台に固定されている．模型側ではトラニオンハブからマグネットベースを用いて腕金を延ばしており，トラニオンハブの回転は，回転角度計から伸びる腕金を介して回転角度計に伝わる．

2.5 実験結果

2.5.1 トラニオンピン回りのモーメントと模型変位の関係

実験の結果を図 2.20 から図 2.24 に示す．図 2.20 から図 2.23 には各ケースの結果を単独で示し，図 2.24 では全ケースの結果を併せて示した．

図の水平軸は，模型端部の変位量（測定項目 D_S ）を，トラニオンカバー部の変位量（測定項目 D_1 ）あるいは回転角度（測定項目 R_1 ）により補正した値である．「ケース0」では式(2.5)により，その他のケースでは式(2.6)により補正を行った．

$$d_c = d_{D_s} - \frac{d_{D_1}}{l_{D_1}} \times R \quad (2.5)$$

$$d_c = d_{D_s} - \theta_{r_1} \times R \quad (2.6)$$

ここで、

d_c : 模型の変位量の補正值

d_{D_s} : 模型端部の変位量の測定値

d_{D_1} : トラニオンカバー部の変位の測定値

l_{D_1} : トラニオンピン中心からトラニオンカバー部の変位測定位置までの長さ (239.7mm)

R : トラニオンピン中心からスキンプレート外面までの長さ (2598.7mm)

θ_{r_1} : トラニオンピン中心での回転角度の測定値 [rad]

図の鉛直軸は、トラニオンピン回りのモーメントであり、式 (2.7) により計算した。

$$M_0 = R \times T \quad (2.7)$$

ここで、 M_0 はトラニオンピン回りのモーメント、 T は開閉用ワイヤの張力である。

図 2.20 および図 2.23 では、変位とモーメントの関係が履歴を描いている。これは、実験途中で開閉用ワイヤとゲート模型の取り付け部の不具合が生じ、開閉用ワイヤ張力の弛緩・緊張を行ったことによる。

なお、図 2.23 については、トラニオンピン回りの曲げモーメントが $3.8 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{m}$ 程度となったところでトラニオンピンを架台に固定する部分に不具合が生じたため、開閉用ワイヤおよび水圧荷重模擬用のワイヤを弛緩させて実験を中断したのち、改めて後日実験を継続実施した。

表 2.3 にトラニオンピン回りのモーメントの最大値と、その時の式 (2.5)、式 (2.6) によって補正を行った模型変位をまとめる。トラニオンピン回りのモーメントの最大値は、「ケース 0」 < 「ケース 1-2」 < 「ケース 1-1」 < 「ケース 2」 の順に大きくなる。最も小さいケース「ケース 0」に対して、最も大きな「ケース 2」は 2.8 倍のモーメントとなっている。

補正後の模型変位量は、「ケース 1-2」 < 「ケース 2」 < 「ケース 0」 < 「ケース 1-1」 の順に大きくなるが、その範囲は 109mm から 124mm 程度であり、モーメントの最大値に比べて、各ケース間の差は小さい。

図 2.25 から図 2.28 に、トラニオンピン回りのモーメントが最大となった直後の模型の状況を示す。模型変位の進行側にある脚柱のうち、トラニオンカバー近傍

を示したもので、いずれのケースもフランジのうち曲げ圧縮側となるひずみ測定点「UA1-1」,「UA1-3」で面外へ変形している．トラニオンピン回りのモーメントが最大となった後は、模型変位の進行に伴って、これらの面外変形量は増加していった．

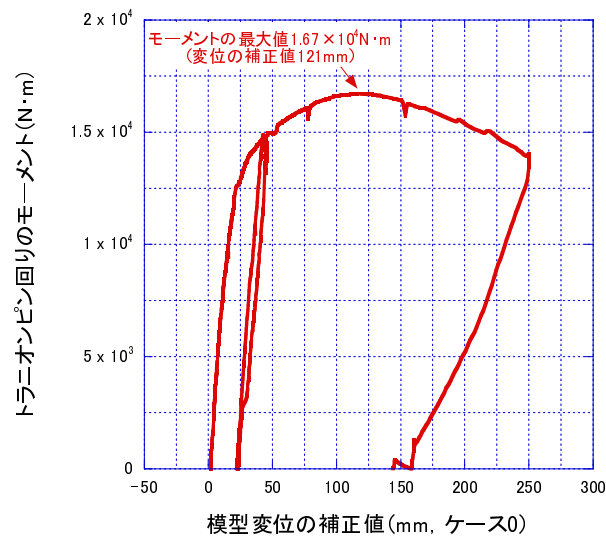


図 2.20 模型の変位量とトラニオンピン回りのモーメントの関係（ケース 0）

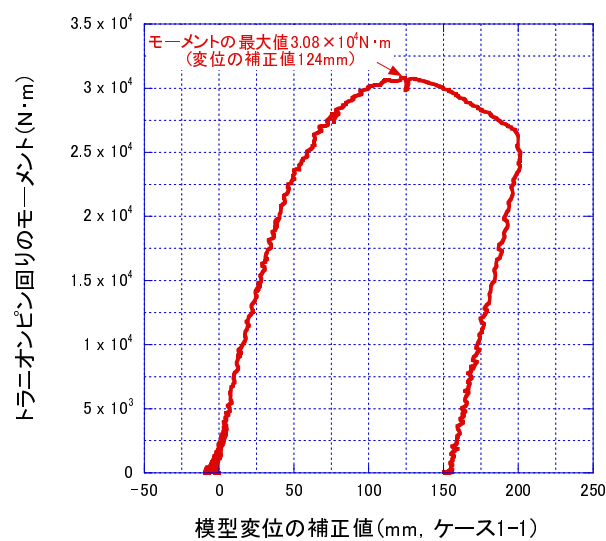


図 2.21 模型の変位量とトラニオンピン回りのモーメントの関係（ケース 1-1）

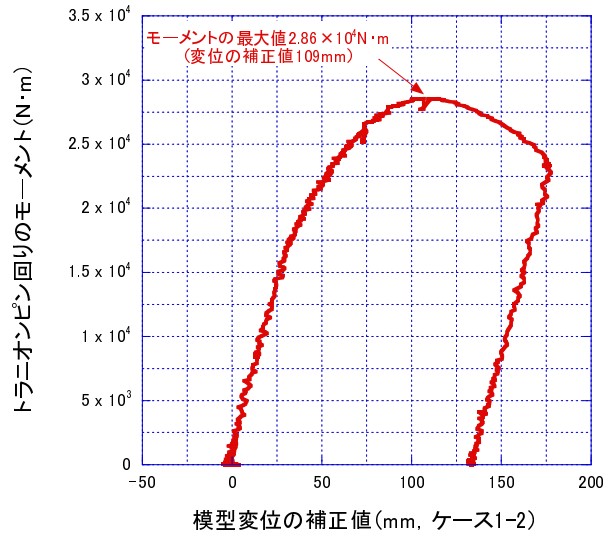


図 2.22 模型の変位量とトランニオンピン回りのモーメントの関係（ケース1-2）

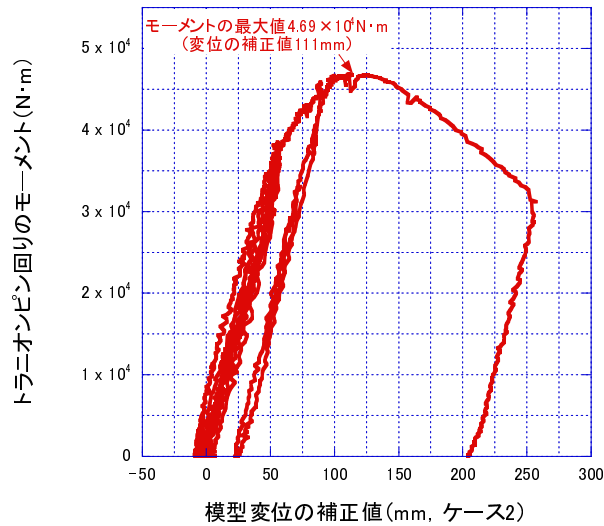


図 2.23 模型の変位量とトランニオンピン回りのモーメントの関係（ケース2）

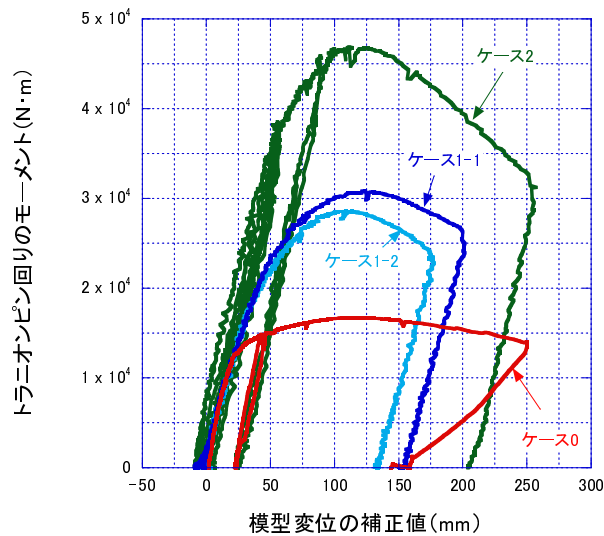


図 2.24 模型の変位量とトランニオンピン回りのモーメントの関係（全ケース統合）

表 2.3 トラニオンピン回りのモーメントと模型変位の関係のまとめ

ケース名	トラニオンピン回りの モーメント最大値 [N・m]	モーメント最大時の 模型の変位量 [mm]
ケース 0	1.67×10^4	121
ケース 1-1	3.08×10^4	124
ケース 1-2	2.86×10^4	109
ケース 2	4.69×10^4	111

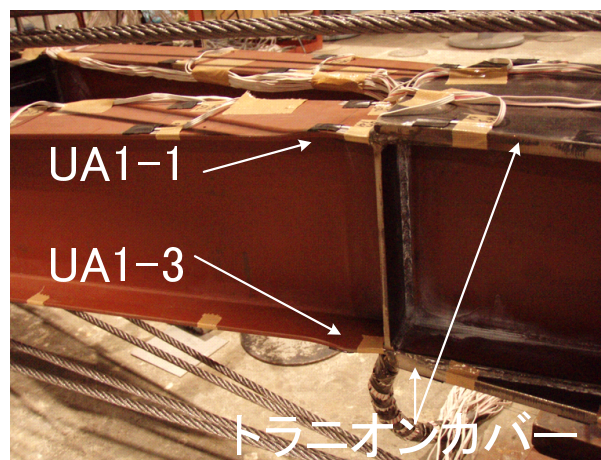


図 2.25 トラニオンピン回りのモーメントが最大値を迎えた直後の模型の状況（ケース 0）

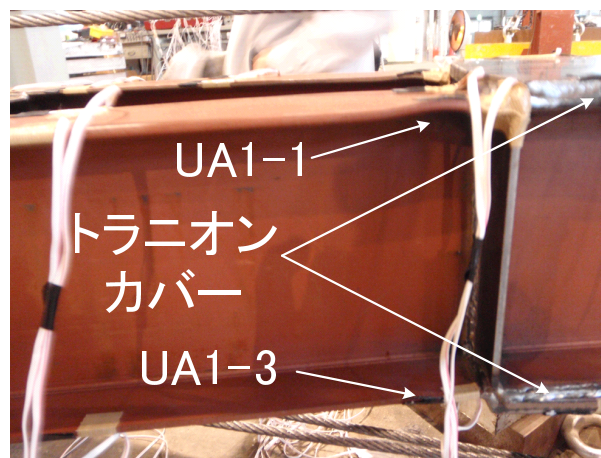


図 2.26 トラニオンピン回りのモーメントが最大値を迎えた直後の模型の状況（ケース 1-1）

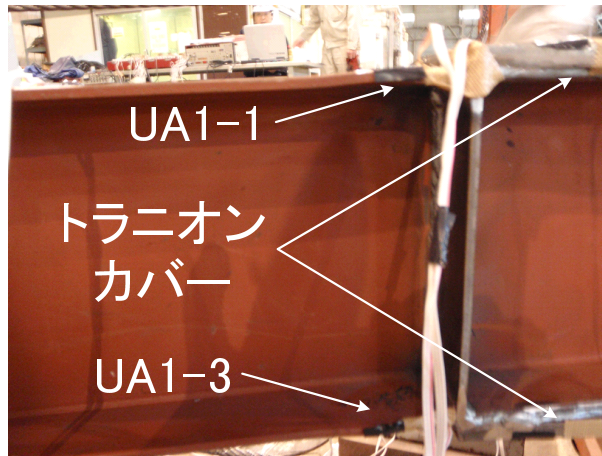


図 2.27 トラニオンピン回りのモーメントが最大値を迎えた直後の模型の状況（ケース 1-2）

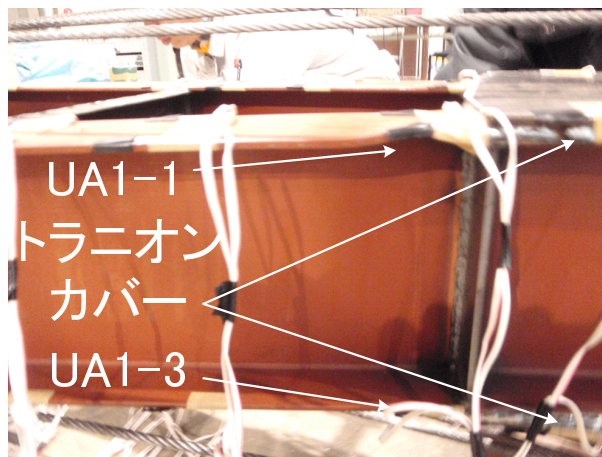


図 2.28 トラニオンピン回りのモーメントが最大値を迎えた直後の模型の状況（ケース 2）

2.5.2 トラニオンピン回りのモーメントと脚柱のひずみの関係

実験中の脚柱のひずみ変化を図 2.29 から図 2.52 に示す。これらの図の水平軸は測定されたひずみ量を表し、正のひずみは引張ひずみを、負のひずみは圧縮ひずみを表わす。これらの図の鉛直軸はトラニオンピン回りのモーメントを表わし、式 (2.7) により計算したものである。

トラニオンカバー境界に近いひずみ測定断面「UA1」, 「LA1」では、4 ケースとも、トラニオンピン回りのモーメントが最大となる前に、各ひずみ測定点のひずみ量の絶対値は表 2.1 に示した降伏ひずみを超え、 $10,000 \times 10^{-6}$ のオーダーに達している。これらの測定点では、トラニオンピン回りのモーメントが最大となる前にひずみ硬化域まで達しているものと考ええる。

ひずみ測定断面「UA1」,「LA1」のうち曲げ圧縮側となるひずみ測定点「UA1-1」,「UA1-3」,「LA1-1」および「LA1-3」の一部では,トラニオンピン回りのモーメントが最大となる直前に,ひずみの変化の方向が反転しているものがある. 図 2.25 から図 2.28 で示したように,曲げ圧縮側のフランジは面外に変形しており,変形の凸面側となったひずみ測定点で圧縮方向への変化から引張方向へのひずみ変化に転じたと考える.

トラニオンカバー境界と脚柱間連結部材の midpoint にあたるひずみ測定断面「UA2」,「LA2」では,4 ケースとも,トラニオンピン回りのモーメントが最大となるまで $1,000 \times 10^{-6}$ 程度のひずみ変化であり,この間弾性域にあったと考える.

ひずみ測定断面「UA2」,「LA2」のうちひずみ測定点「UA2-1」,「UA2-3」,「LA2-1」および「LA2-3」では,トラニオンピン回りのモーメントの増加に伴って,初期には圧縮方向へ変化するがやがて引張方向へ転じてトラニオンピン回りのモーメントの最大値を迎えるという共通の傾向を示す. これらとは逆に,ひずみ測定点「UA2-2」,「UA2-4」,「LA2-2」および「LA2-4」では,初期には引張方向へ変換し,やがて圧縮方向へ転じた後トラニオンピン回りのモーメントの最大値を迎えるという傾向を示す.

脚柱間連結部材に近いひずみ測定断面「UA3」,「LA3」では,4 ケースともトラニオンピン回りのモーメントが最大となる前に各ひずみ測定点のひずみ量の絶対値は降伏ひずみを超えている. ひずみの絶対量はひずみ測定断面「UA1」,「LA1」の各ひずみ測定点よりは小さく,ひずみ硬化域に達する前にトラニオンピン回りのモーメントの最大値を迎えたと考える.

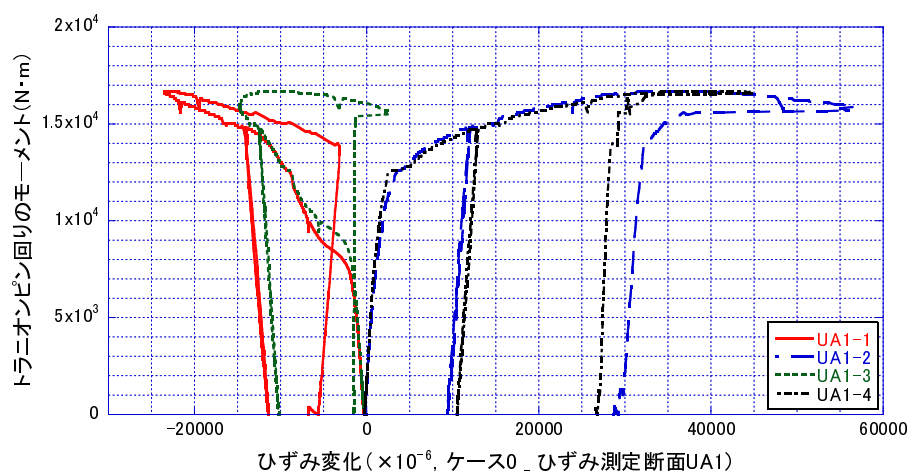


図 2.29 脚柱のひずみ変化 (ケース0のひずみ測定断面UA1)

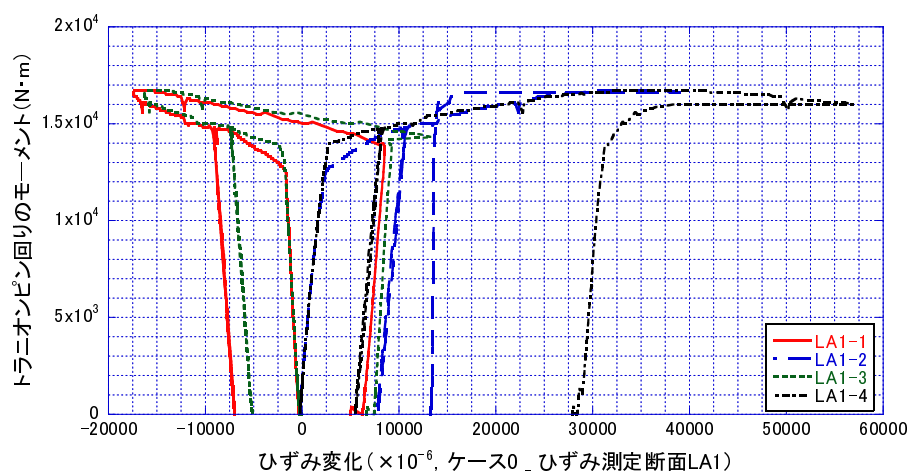


図 2.30 脚柱のひずみ変化 (ケース0のひずみ測定断面LA1)

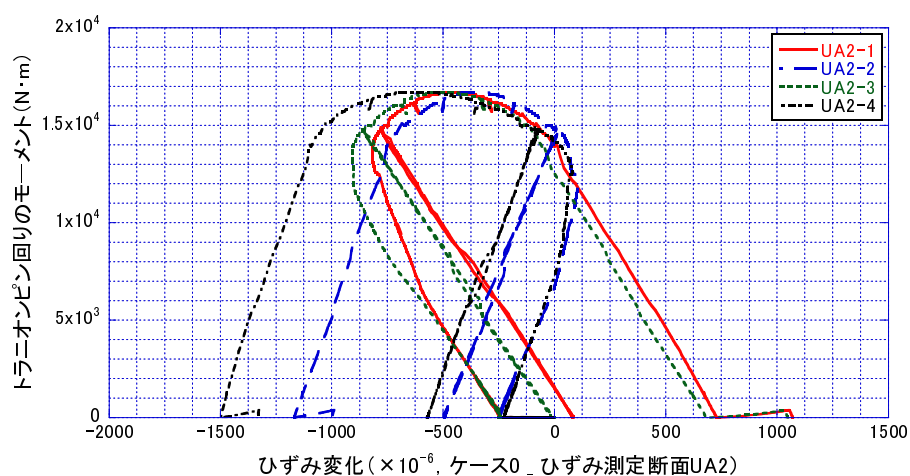


図 2.31 脚柱のひずみ変化 (ケース0のひずみ測定断面UA2)

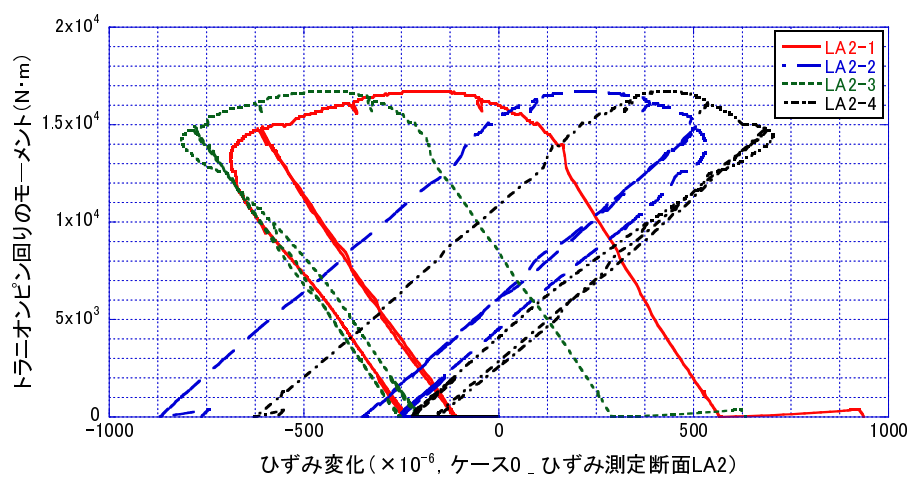


図 2.32 脚柱のひずみ変化（ケース0のひずみ測定断面LA2）

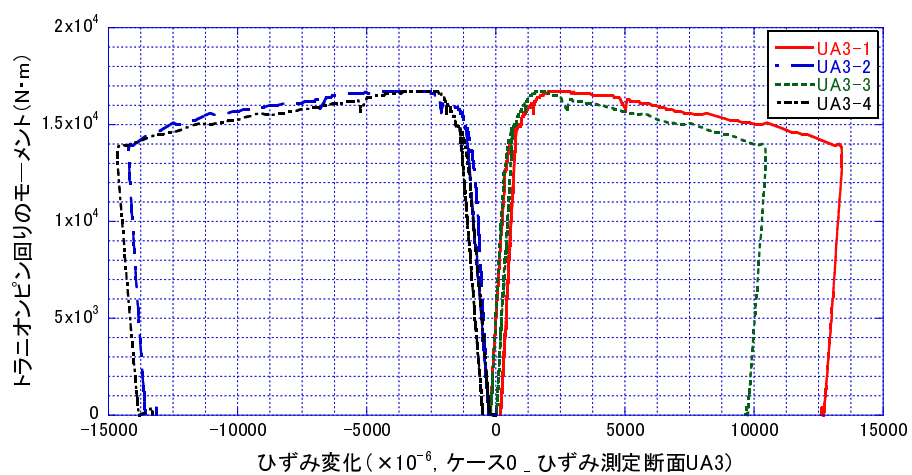


図 2.33 脚柱のひずみ変化（ケース0のひずみ測定断面UA3）

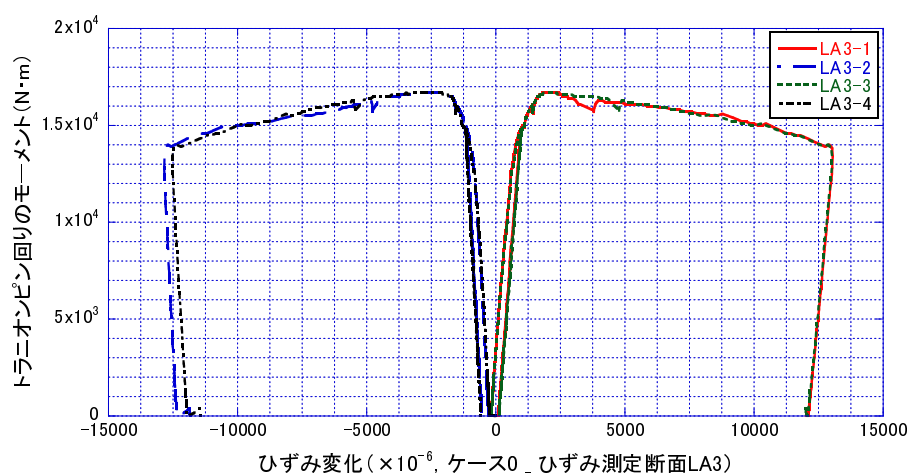


図 2.34 脚柱のひずみ変化（ケース0のひずみ測定断面LA3）

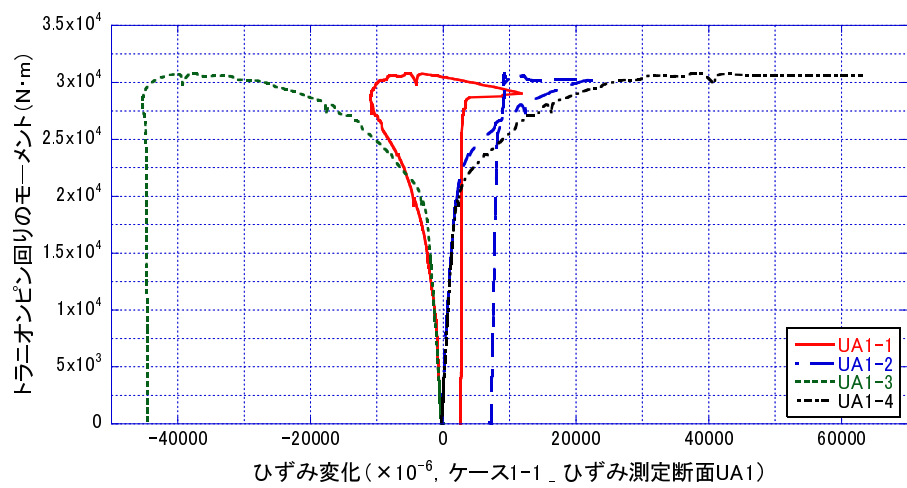


図 2.35 脚柱のひずみ変化 (ケース 1-1 のひずみ測定断面 UA1)

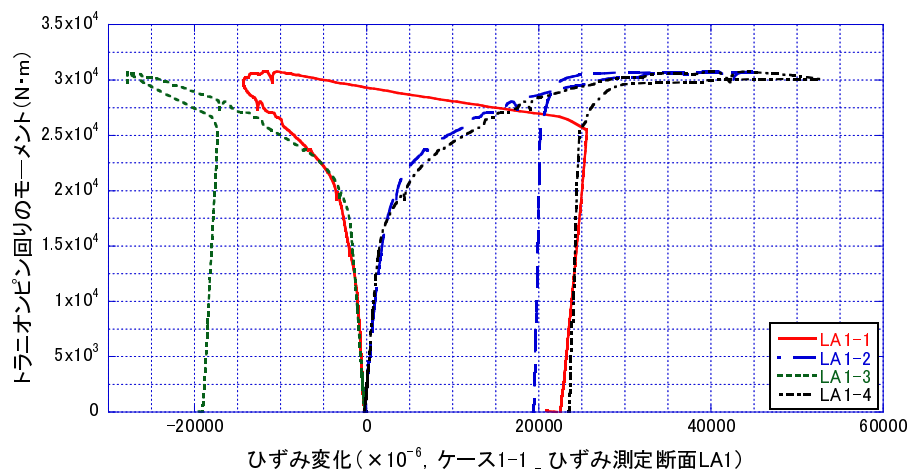


図 2.36 脚柱のひずみ変化 (ケース 1-1 のひずみ測定断面 LA1)

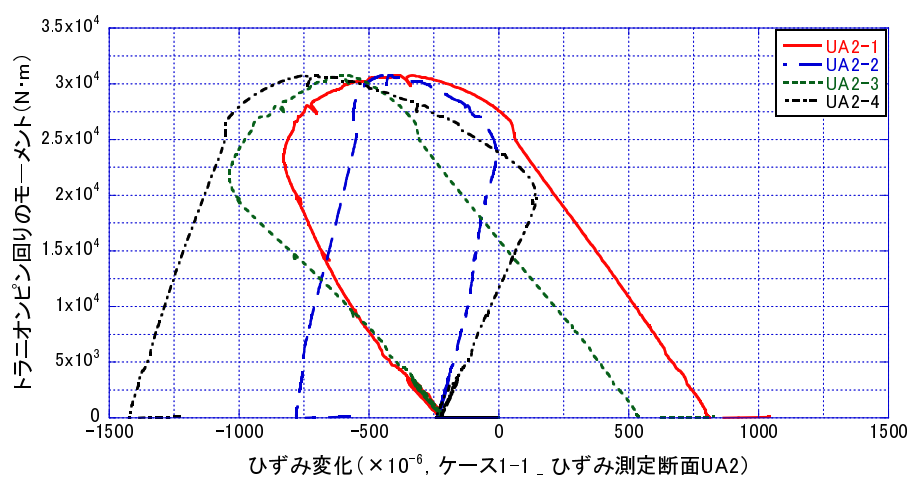


図 2.37 脚柱のひずみ変化 (ケース 1-1 のひずみ測定断面 UA2)

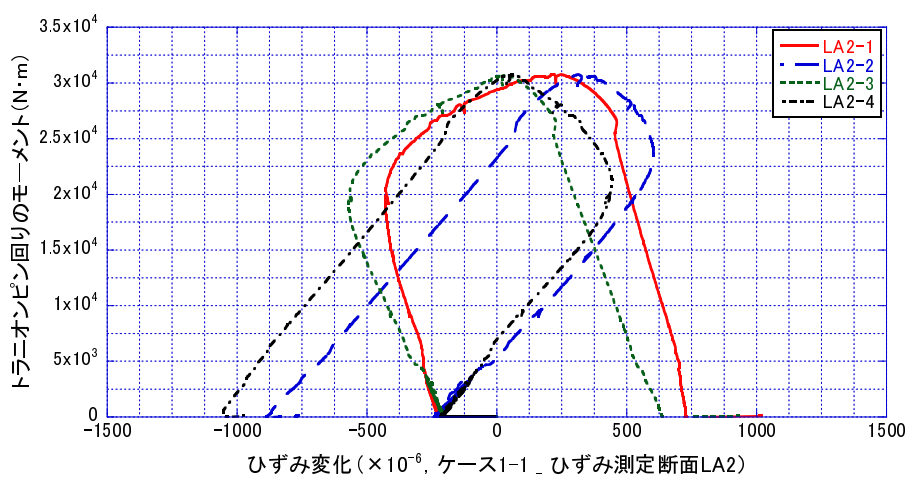


図 2.38 脚柱のひずみ変化 (ケース 1-1 のひずみ測定断面 LA2)

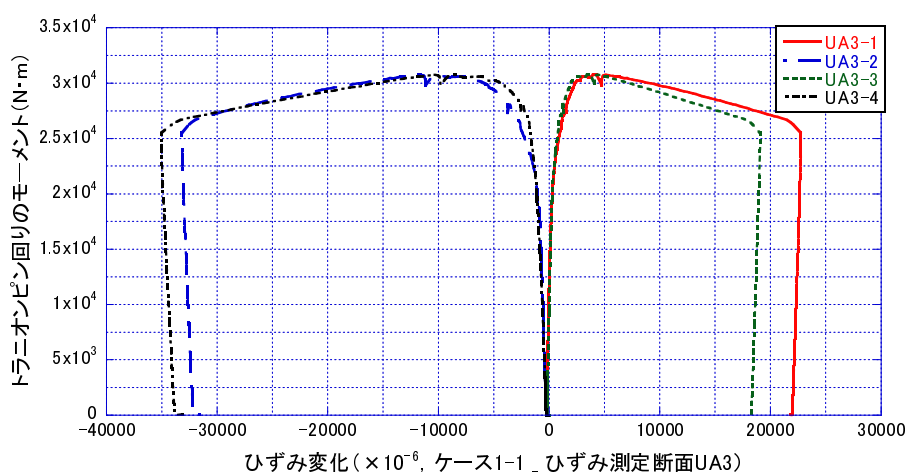


図 2.39 脚柱のひずみ変化 (ケース 1-1 のひずみ測定断面 UA3)

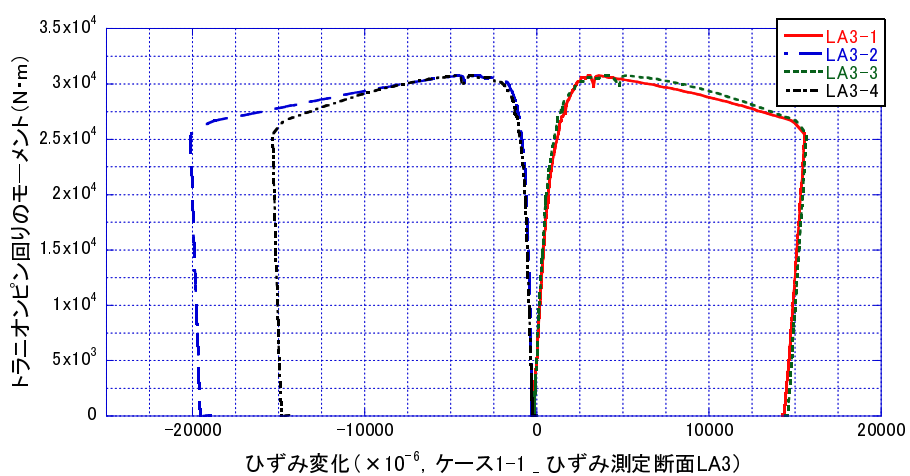


図 2.40 脚柱のひずみ変化 (ケース 1-1 のひずみ測定断面 LA3)

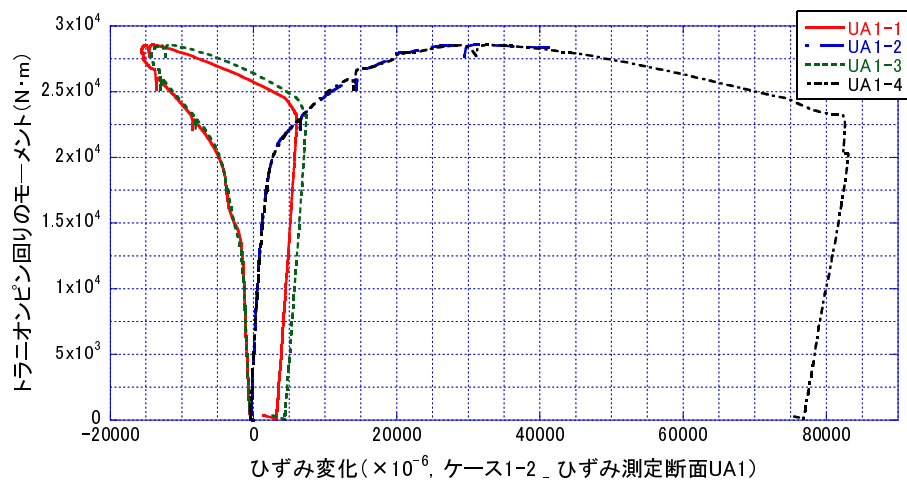


図 2.41 脚柱のひずみ変化 (ケース 1-2 のひずみ測定断面 UA1)

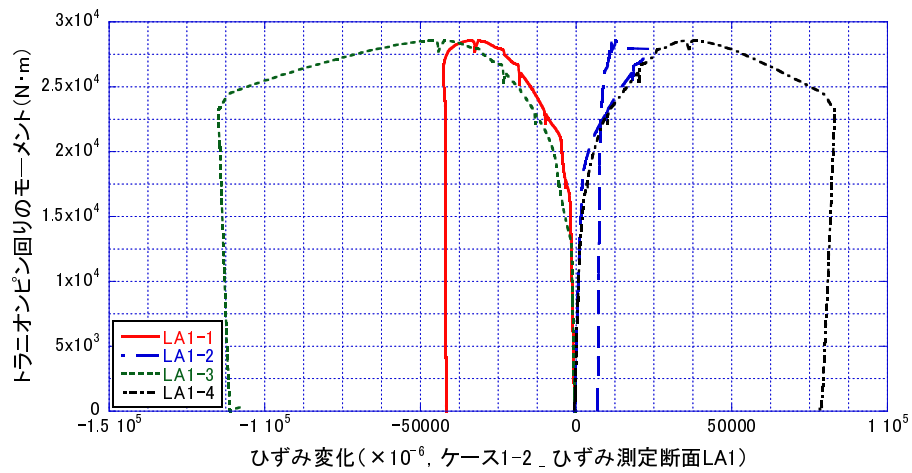


図 2.42 脚柱のひずみ変化 (ケース 1-2 のひずみ測定断面 LA1)

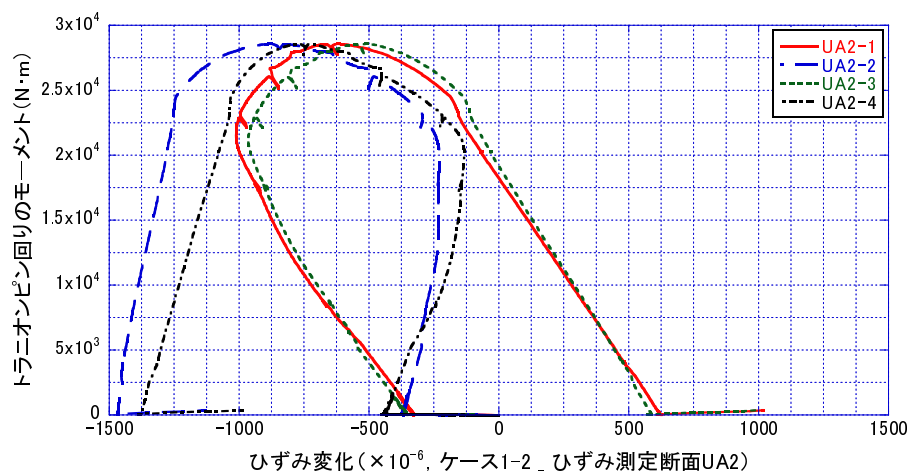


図 2.43 脚柱のひずみ変化 (ケース 1-2 のひずみ測定断面 UA2)

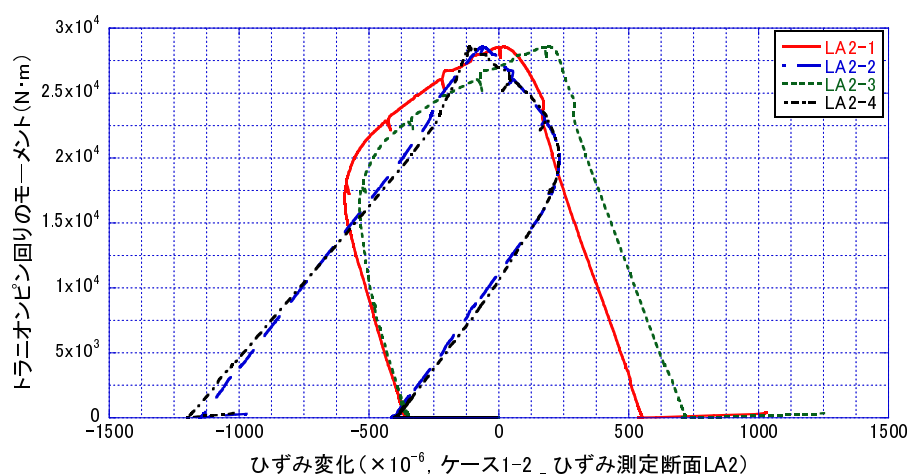


図 2.44 脚柱のひずみ変化（ケース 1-2 のひずみ測定断面 LA2）

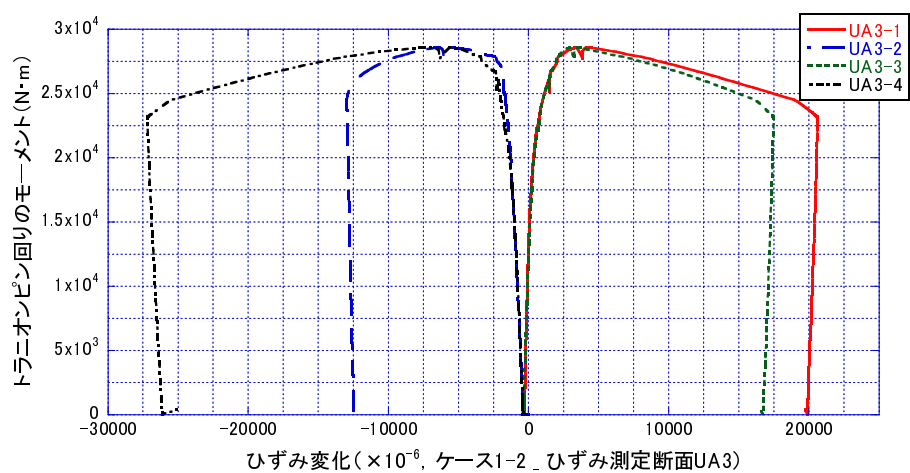


図 2.45 脚柱のひずみ変化（ケース 1-2 のひずみ測定断面 UA3）

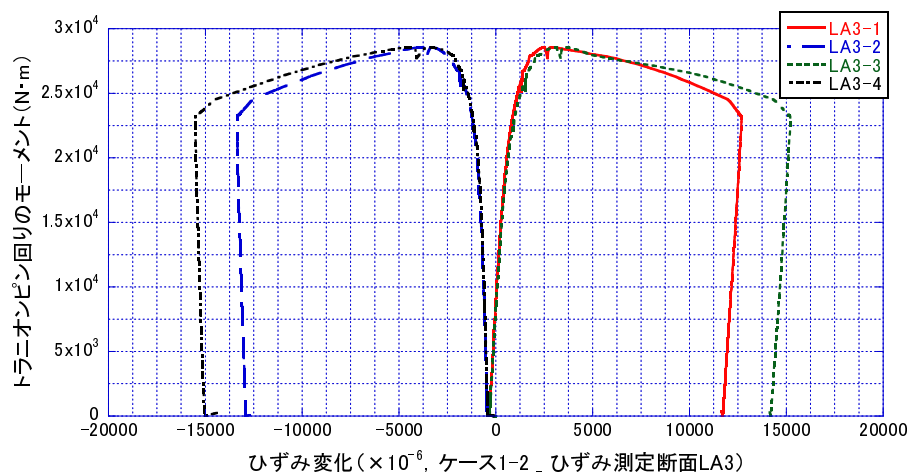


図 2.46 脚柱のひずみ変化（ケース 1-2 のひずみ測定断面 LA3）

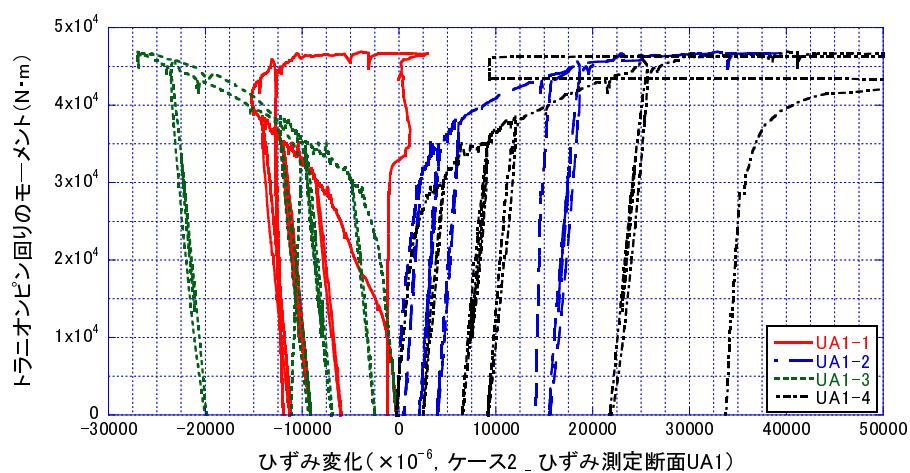


図 2.47 脚柱のひずみ変化 (ケース2のひずみ測定断面UA1)

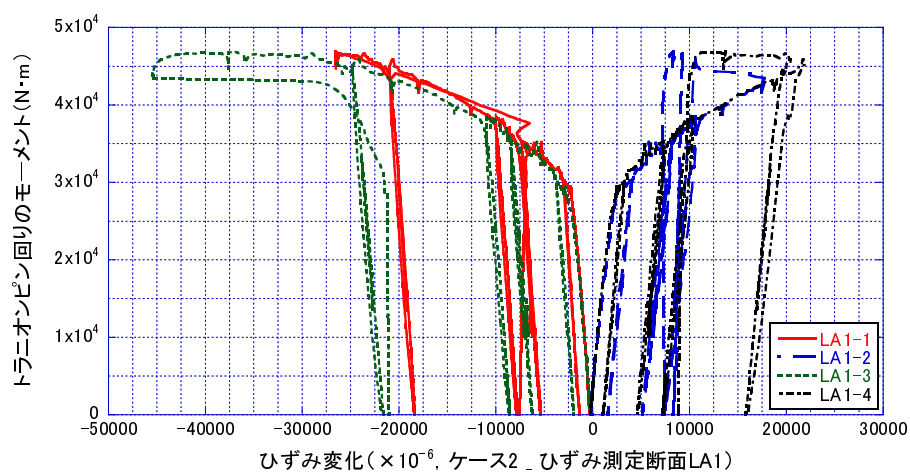


図 2.48 脚柱のひずみ変化 (ケース2のひずみ測定断面LA1)

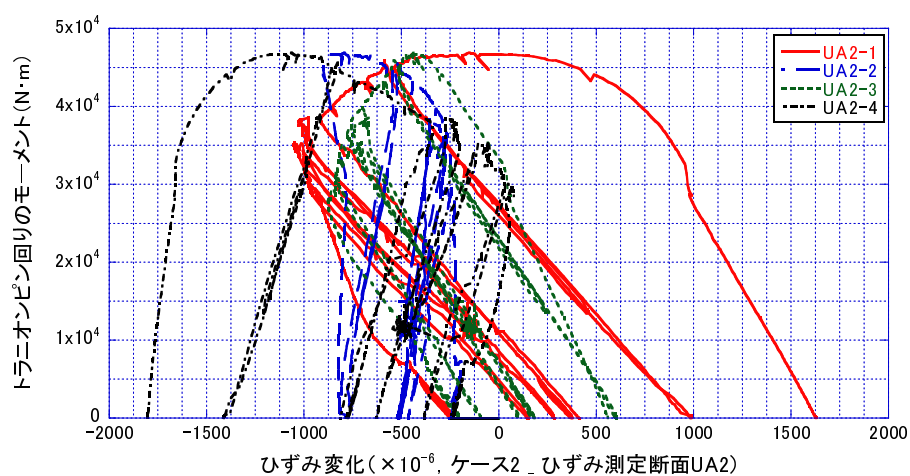


図 2.49 脚柱のひずみ変化 (ケース2のひずみ測定断面UA2)

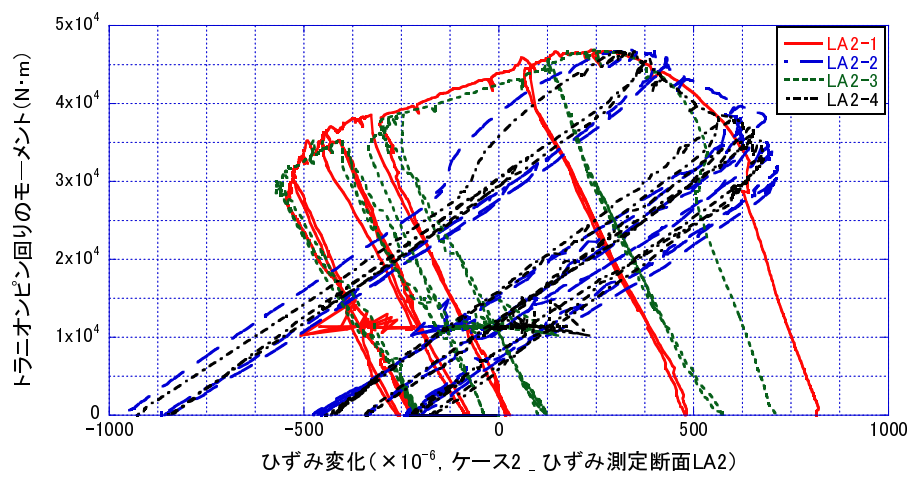


図 2.50 脚柱のひずみ変化（ケース2のひずみ測定断面LA2）

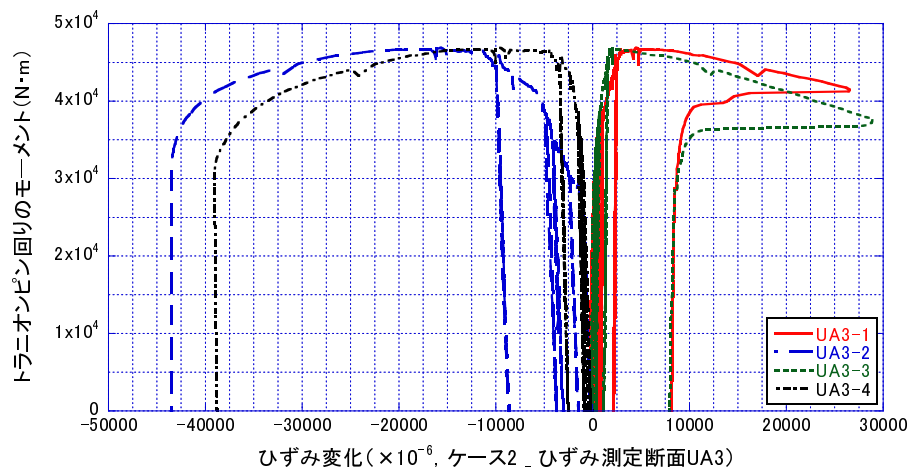


図 2.51 脚柱のひずみ変化（ケース2のひずみ測定断面UA3）

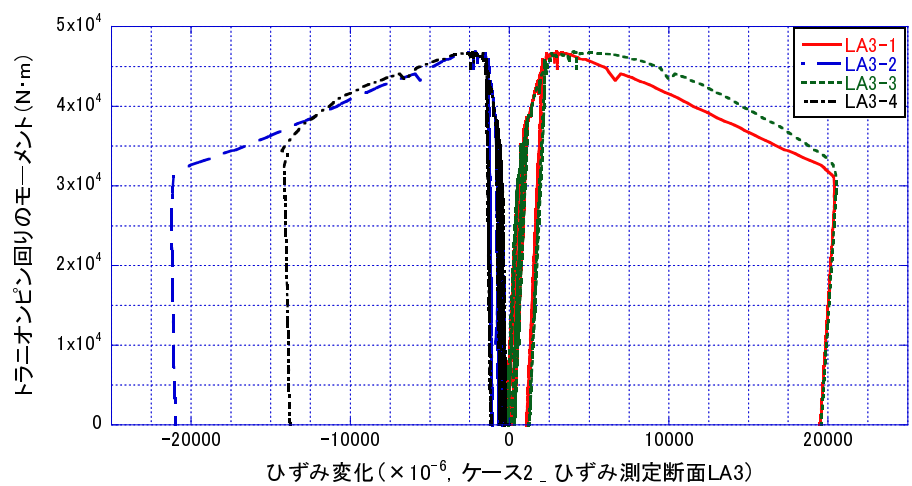


図 2.52 脚柱のひずみ変化（ケース2のひずみ測定断面LA3）

2.5.3 トラニオンピン回りのモーメントと脚柱の軸力、曲げモーメントの関係

2.5.2 小節の各ひずみ測定断面でのひずみ変化のうち、トラニオンピン回りのモーメントが最大値に達するまで弾性域にあったと考えられる「UA2」および「LA2」断面について、トラニオンピン回りのモーメントと脚柱の軸力および曲げモーメントの関係を示したのが、図 2.53 から図 2.60 である。

各断面の軸力、曲げモーメントについては、断面内の4点のひずみ量から、断面に生じているひずみの軸方向成分、弱軸回り曲げ成分（図 2.18 の X 軸回り曲げ成分）を次式により求め、これに断面積、断面係数を乗じて計算した。

$$\varepsilon_N = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \varepsilon_4}{4} \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_{MX} = \frac{-\varepsilon_1 + \varepsilon_2 - \varepsilon_3 + \varepsilon_4}{4} \quad (2.9)$$

ここで、

ε_N : 断面の軸方向ひずみ成分

ε_{MX} : 断面の弱軸回り曲げひずみ成分

$\varepsilon_1 \sim \varepsilon_4$: 断面内のひずみ測定点 1~4 でのひずみ測定値（図 2.18 参照）

これらの式では、軸方向ひずみは断面内に一様に、弱軸回りの曲げひずみは図心から断面縁へ線形に分布するものと仮定している。軸力については、正值が引張軸力を負値が圧縮軸力を表わす。曲げモーメントについては、模型変位の進行方向側が曲げ圧縮となる曲げモーメントを正值とした。

軸力に関する図 2.53 から図 2.56 では、水圧模擬荷重の载荷により、「ケース 0」、 「ケース 1-1」 および「ケース 2」では 50kN 程度の軸圧縮力が、「ケース 1-2」では 90kN 程度の軸圧縮力が脚柱に生じていた。

トラニオンピン回りの曲げモーメントが増加するに従い、模型変位の進行方向側の脚柱にあるひずみ測定断面「UA2」では圧縮側へ、もう一方の脚柱にあるひずみ測定断面「LA2」では引張側へそれぞれ軸力が変化した。

表 2.4 に、図 2.53 から図 2.56 のうち、トラニオンピン回りのモーメントに対して線形に軸力が変化している部分を取り出して、回帰直線の傾きを求めた結果を示す。

文献 2.15) の設計計算例に従って、トラニオンピン回りのモーメントによる軸

力の変化割合を，図 2.10 の形状で算出すると $2.39\text{kN}/(\text{N}\cdot\text{m})$ となり，表 2.4 に示した実験結果におおよそ整合する値である．

曲げモーメントに関する図 2.57 から図 2.60 では，実験初期においてトラニオンピン回りのモーメント増加に伴い，正の曲げモーメントが増加した後，やがて負の曲げモーメント側へ変化の方向が転じ，トラニオンピン回りのモーメントの最大値を迎えた．

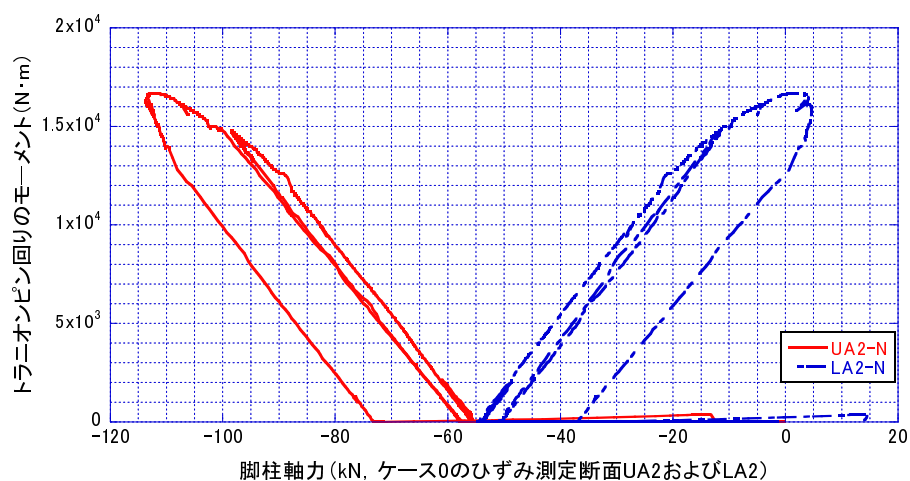


図 2.53 脚柱の軸力変化（ケース0のひずみ測定断面UA2, LA2）

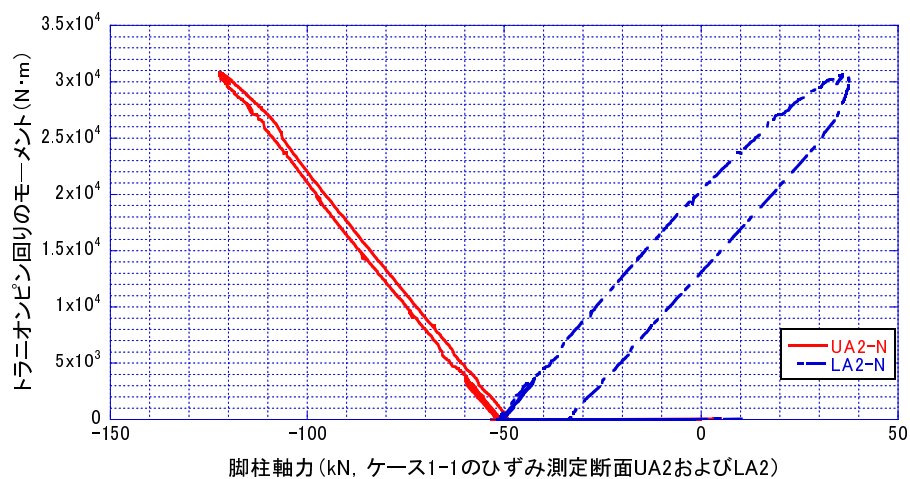


図 2.54 脚柱の軸力変化（ケース1-1のひずみ測定断面UA2, LA2）

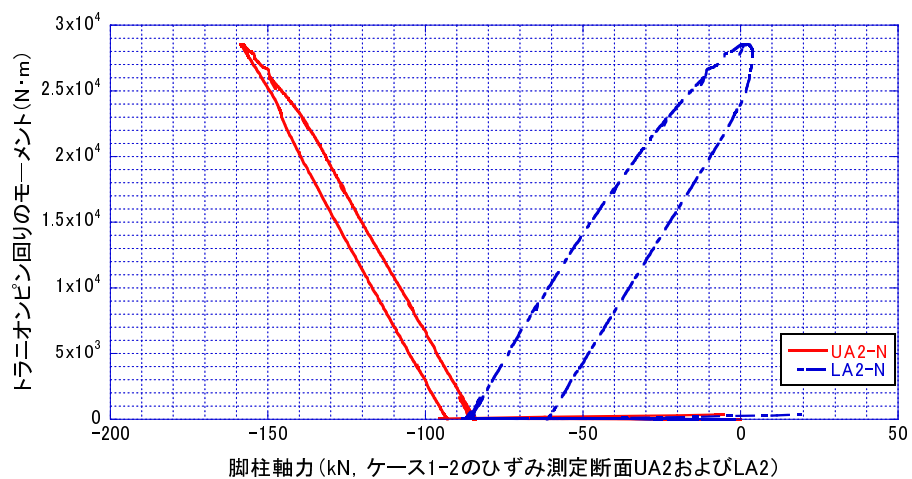


図 2.55 脚柱の軸力変化（ケース1-2のひずみ測定断面UA2, LA2）

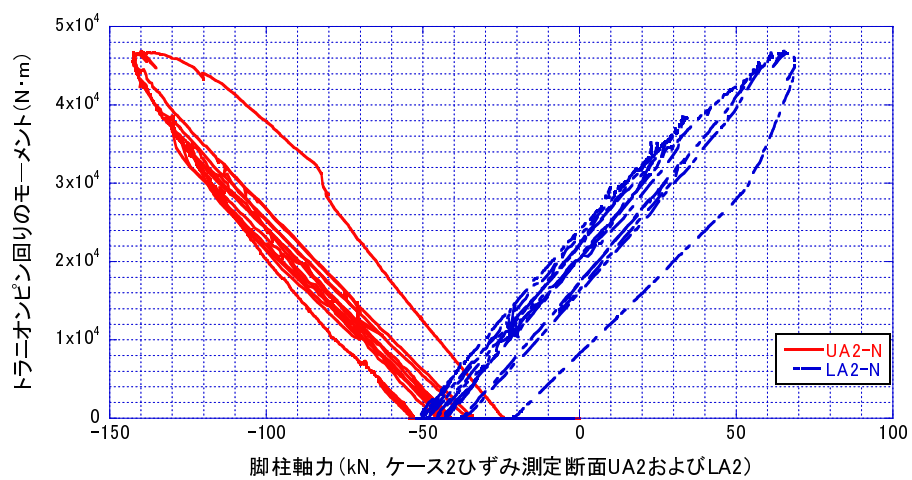


図 2.56 脚柱の軸力変化（ケース2ひずみ測定断面UA2, LA2）

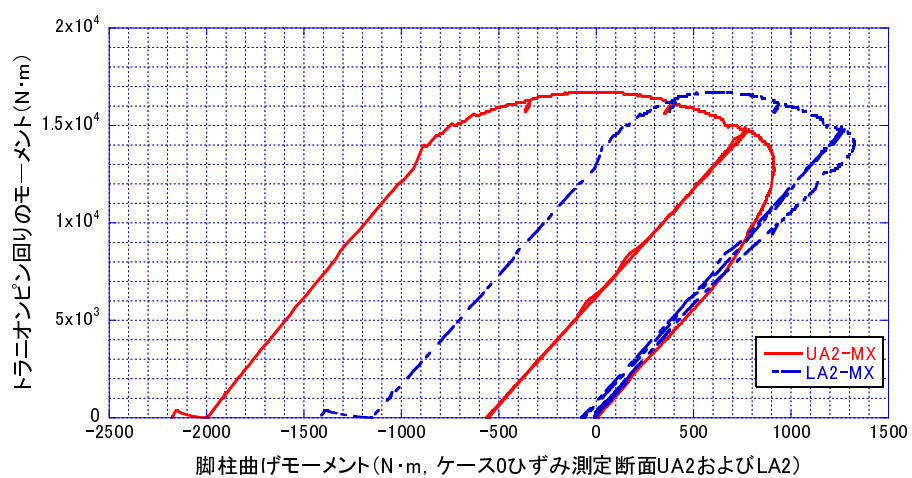


図 2.57 脚柱の曲げモーメントの変化（ケース0のひずみ測定断面UA2, LA2）

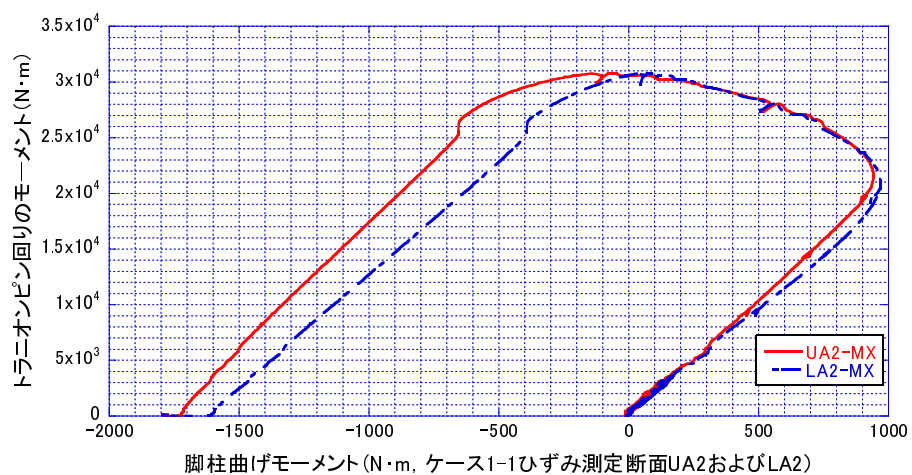


図 2.58 脚柱の曲げモーメントの変化（ケース1-1のひずみ測定断面UA2, LA2）

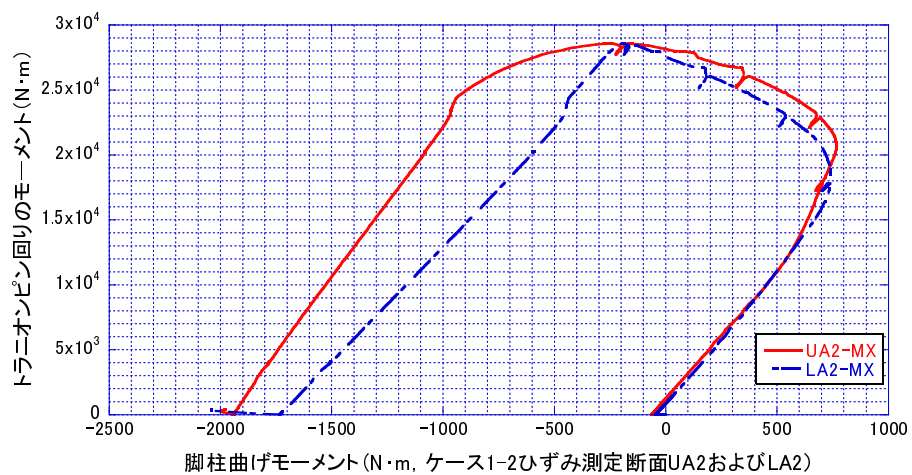


図 2.59 脚柱の曲げモーメントの変化（ケース1-2のひずみ測定断面UA2, LA2）

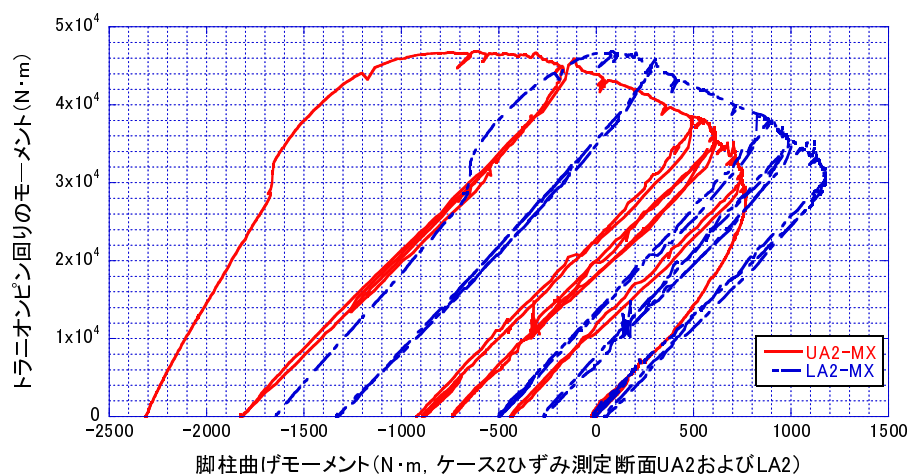


図 2.60 脚柱の曲げモーメントの変化（ケース2のひずみ測定断面UA2, LA2）

表 2.4 トラニオンピン回りのモーメントによる脚柱の軸力の変化

ケース名	トラニオンピン回りの モーメント範囲 [N・m]	「UA2」断面の 軸力変化の傾き [kN/(N・m)]	「LA2」断面の 軸力変化の傾き [kN/(N・m)]
ケース 0	2,000 - 12,000	-2.76×10^{-4}	$+2.77 \times 10^{-4}$
ケース 1-1	2,000 - 20,000	-2.36×10^{-4}	$+2.49 \times 10^{-4}$
ケース 1-2	2,000 - 20,000	-2.38×10^{-4}	$+2.69 \times 10^{-4}$
ケース 2	2,000 - 30,000	-2.47×10^{-4}	$+2.14 \times 10^{-4}$

2.5.4 脚柱の曲げモーメント分布

図 2.61 に、各実験ケースにおける脚柱の曲げモーメント分布を示す。図の水平軸は、トラニオンピン中心から脚柱軸に沿う距離を示す。鉛直軸はトラニオンピン回りのモーメントに対する脚柱断面の曲げモーメントの比率であり、式 (2.9) より求めた弱軸回りの曲げひずみに断面係数を乗じて求めた断面の曲げモーメントを、トラニオンピン回りのモーメントで除したものである。

脚柱断面の曲げモーメント計算には、脚柱の全ひずみ測定点のひずみ量が弾性範囲にあったと考えられる、トラニオンピン回りのモーメントが $3,000\text{N} \cdot \text{m}$ 時点でのひずみ量を用いた。

図中には、図 2.1 で説明した設計基準で想定する脚柱の曲げモーメント分布^{2.11), 2.12)}に従って計算した実験模型の計算上の曲げモーメント分布を、「設計値」として示した。

各ケースとも、2本の脚柱でモーメント分布の差は見られなかった。水平軸 919.6mm の位置にある脚柱間連結部材より右側では、実験値の比率の絶対値は、「設計値」の比率の絶対値に比べて小さい値を示した。

実験値の比率は、「ケース 0」から「ケース 2」へ模型のトラニオンカバー長が長くなるにつれて、鉛直軸正の方向へシフトして、とくに、水平軸 919.6mm の位置にある脚柱間連結部材位置のトラニオンピン側直近にあたる断面（ひずみ測定断面「UA3」および「LA3」）で、「設計値」とのかい離が大きい。

これらの設計値と実験値のかい離は、図 2.1 に示したように2本の脚柱を分けて取り出しそれぞれを2径間の連続梁で単純化するという計算モデルに原因があると考えられる。

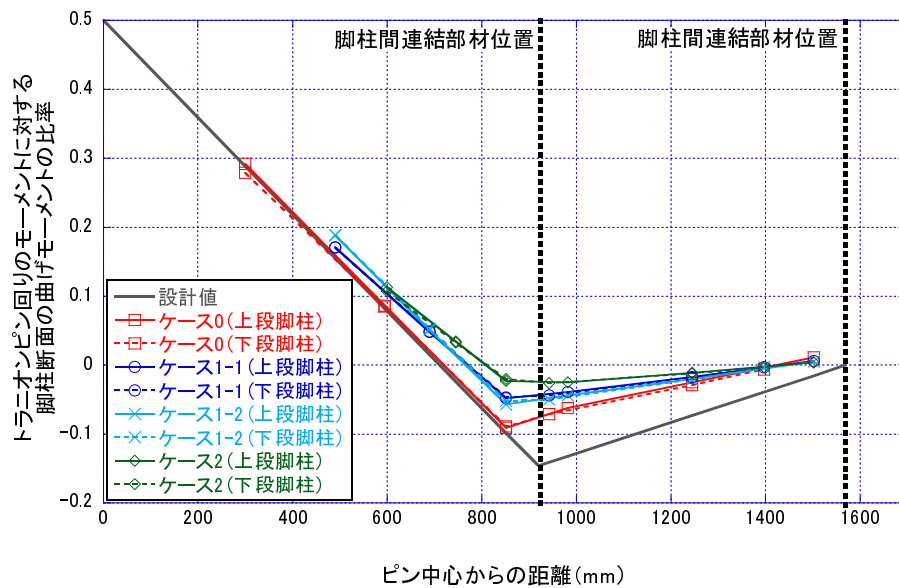


図 2.61 模型脚柱の曲げモーメント分布

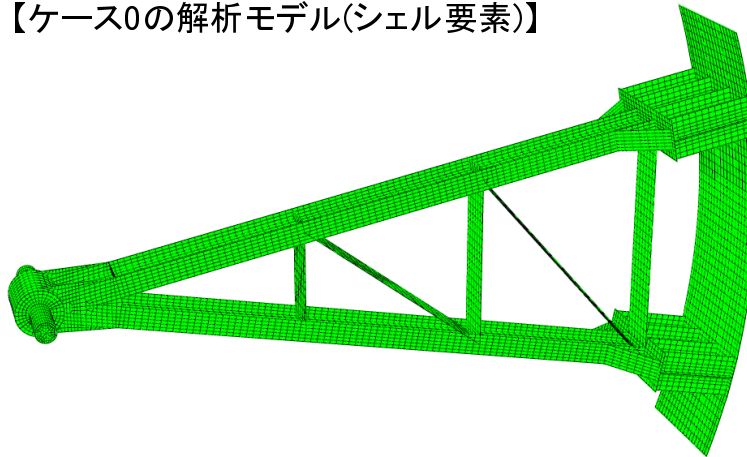
そこで、図 2.62、図 2.63 のような有限要素モデルを用いて、トランニオンピン回りのモーメントによる脚柱の曲げモーメント分布を計算し、実験値と比較した。図 2.62 は、齋藤らの事例^{2.2), 2.3)}を参考に、シェル要素を用いて実験模型を詳細にモデル化したものである。脚柱のフランジとウェブ、脚柱間連結部材のウェブおよびトランニオンカバーにはシェル要素を、これらに比べて板幅が相対的に小さい脚柱間連結部材のフランジには長方形断面の梁要素を、トランニオンハブおよびトランニオンピンといった厚肉の部材にはソリッド要素をそれぞれ用いている。図 2.63 は、梁要素を用いて実験模型を簡易な骨組みモデルで表わしたもので、模型のうちトランニオンカバー部については剛梁要素を用い、その他の脚柱、脚柱間連結部材などには梁要素を用いた。

図 2.64 から図 2.67 は、上記モデルを用いて汎用有限要素解析コード ABAQUS^{2.18)}により解析して得た脚柱の曲げモーメント分布の解析値と、先に図 2.61 に示した実験値とを比較したもので、図の見方は図 2.1 と同様である。図 2.64 から図 2.67 によると、シェル要素で詳細にモデル化した場合、梁要素で簡易にモデル化した場合の双方で有限要素解析値は実測値と良く整合している。これより、図 2.63 の様な簡易な梁モデルでも、設計式に比べてより実際に近い曲げモーメント分布の算出が可能であると考ええる。

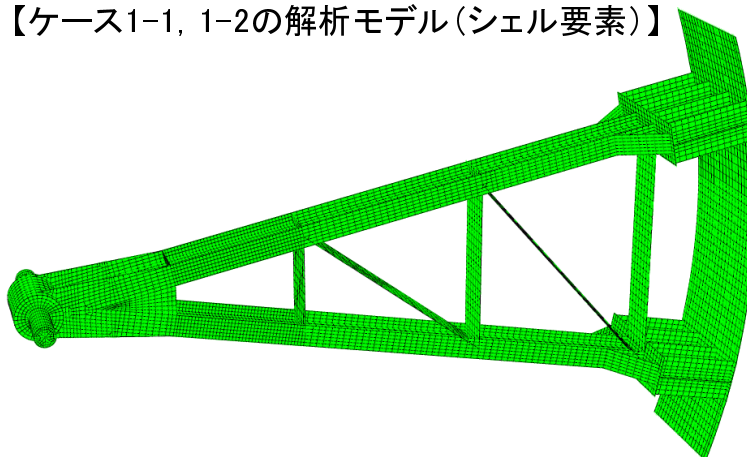
本論文の限られた実験ケースではいずれも脚柱のうちトランニオンカバー境界で曲げモーメントが最大となったが、実ゲートにおいても確かにそうなることを

図 2.62 で示した様な詳細な有限要素解析モデルにより確認する必要がある．また，トラニオンピン回りのモーメントによる脚柱の曲げモーメント分布の計算における図 2.63 に示した簡易モデルの適用範囲を，詳細な解析モデルと比較しながら確認していく必要がある．

【ケース0の解析モデル(シェル要素)】



【ケース1-1, 1-2の解析モデル(シェル要素)】



【ケース2の解析モデル(シェル要素)】

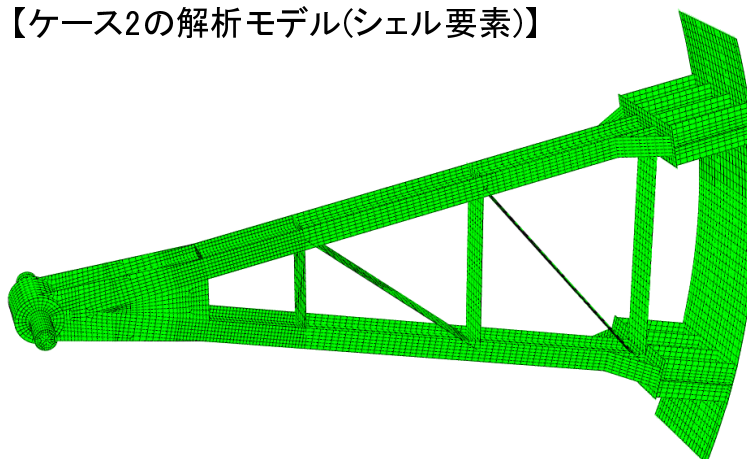
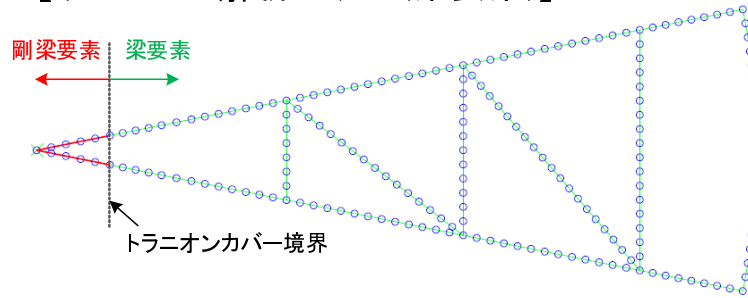
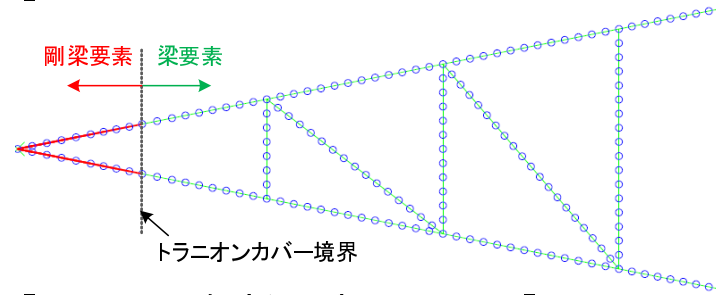


図 2.62 実験模型の有限要素モデル（シェル要素）

【ケース0の解析モデル(梁要素)】



【ケース1-1, 1-2の解析モデル(梁要素)】



【ケース2の解析モデル(梁要素)】

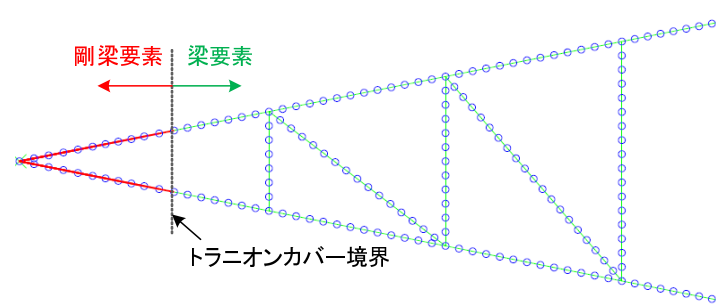


図 2.63 実験模型の有限要素モデル（梁要素）

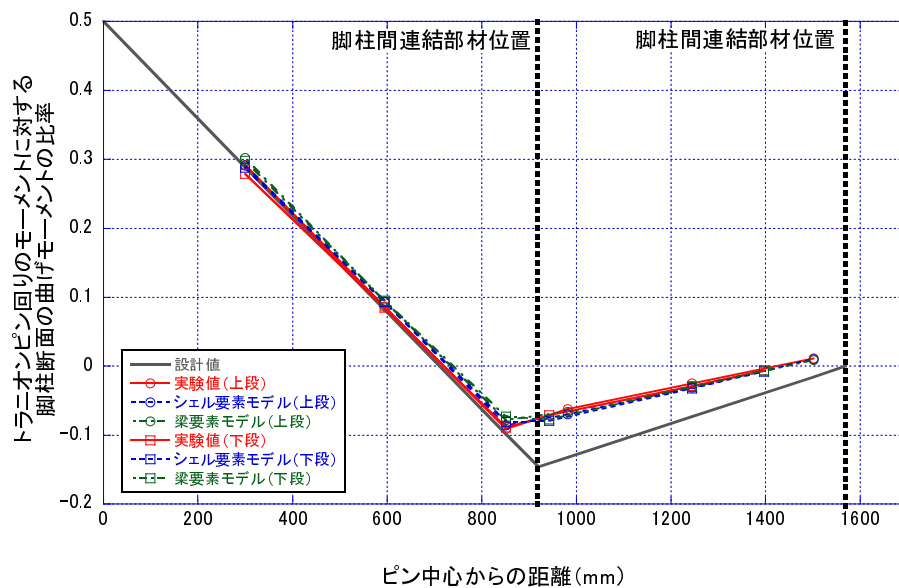


図 2.64 模型脚柱の曲げモーメント分布に関する実験値と有限要素解析値の比較（ケース0）

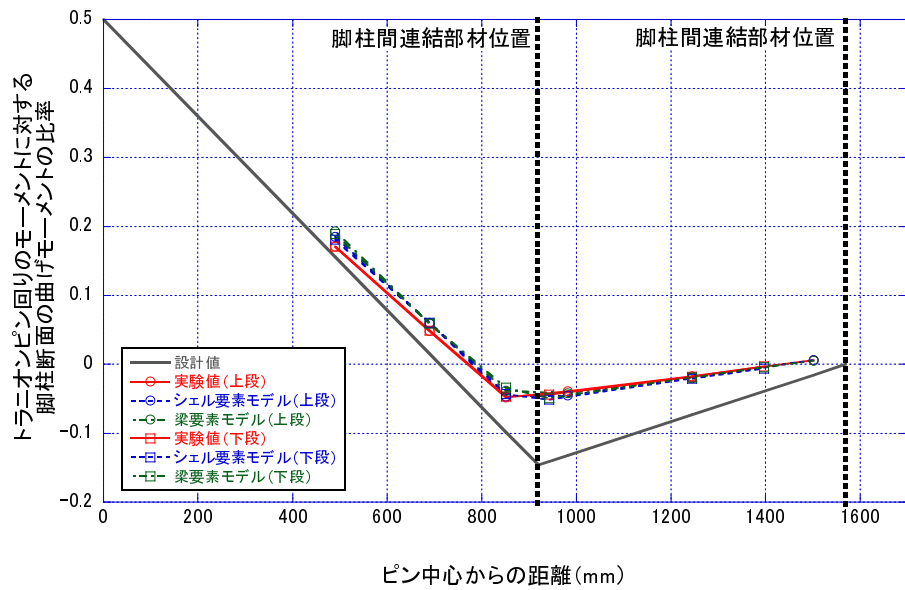


図 2.65 模型脚柱の曲げモーメント分布に関する実験値と有限要素解析値の比較（ケース 1-1）

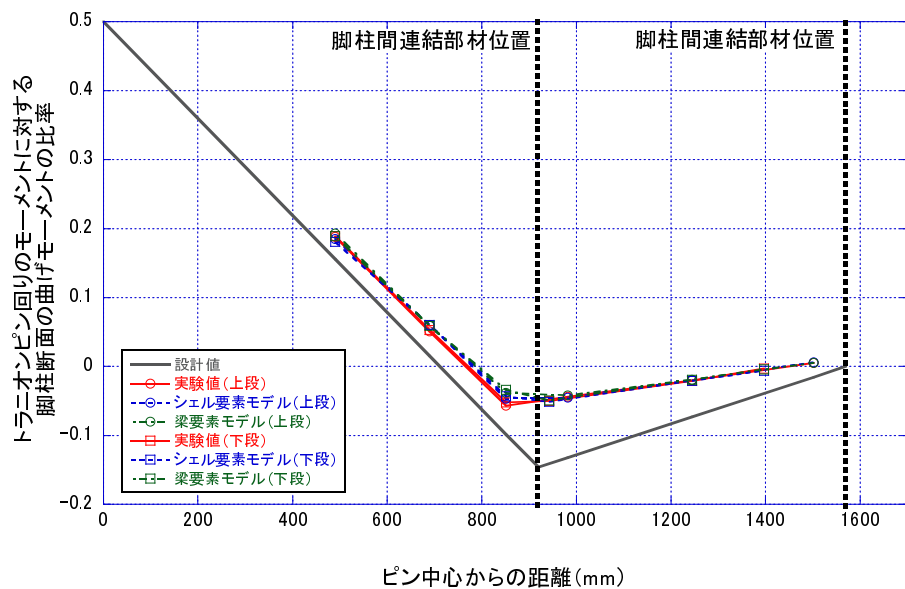


図 2.66 模型脚柱の曲げモーメント分布に関する実験値と有限要素解析値の比較（ケース 1-2）

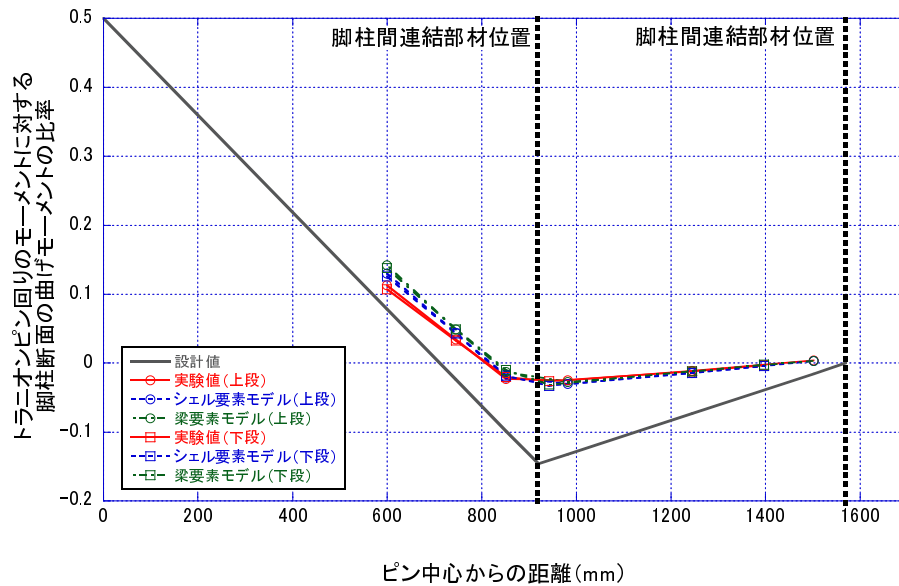


図 2.67 模型脚柱の曲げモーメント分布に関する実験値と有限要素解析値の比較（ケース 2）

2.6 考察

2.6.1 限界状態における脚柱の断面力の推定

ここでは、トラニオンピン回りの曲げモーメントが最大となった時点を模型の限界状態と考え、このときの载荷状態を最大耐荷力と定義する。

図 2.25 から図 2.28 に示したように、限界状態に達した時、脚柱のうちトラニオンカバー境界近傍の断面で、曲げ圧縮となるフランジの端部に面外変形が生じていた。

図 2.13 で示したように、技術基準^{2.11), 2.12)}による曲げモーメント分布に従う場合、脚柱における曲げモーメントの絶対値が最大となる位置はトラニオンカバー長が長い「ケース 2」では脚柱間連結部材位置となる。しかし、図 2.61 で示したように、脚柱間連結部材位置での曲げモーメントは技術基準による想定とのかい離が大きく、曲げモーメントの絶対値は技術基準での想定より小さい。

これにより、「ケース 2」においても、脚柱のうち曲げモーメントの絶対値が最大となる位置は、他の 3 ケースと同様にトラニオンカバー境界位置となり、全ケースにおいて、同断面の曲げ圧縮側となるフランジ縁で面外変形が生じたものと考えられる。

このことから、同断面のフランジ曲げ圧縮縁の局部座屈が限界状態における

同模型の損傷モードであり、模型の最大耐荷力は同断面の耐荷力の影響を受けていたと推測する．とくに、図 2.53 から図 2.56 に示したように、トラニオンピン回りのモーメント増加により軸圧縮力が増加する模型変位進行側の脚柱断面の耐荷力の影響がより強いと考える．

模型の最大耐荷力を考える上で、限界状態時のトラニオンカバー境界近傍の断面での断面力の状態を知る必要があるが、図 2.29 に示したように、同断面でのひずみは降伏ひずみを大きく超えており、式(2.8)や式(2.9)により軸方向成分、曲げ成分を求めて断面力を算出することができない．

そこで、軸力については、図 2.53 から図 2.56 で示した「UA2」の軸力を用いる．

曲げモーメントについては、図 2.61 のようにトラニオンカバー境界近傍での曲げモーメントは技術基準による曲げモーメント分布式でおおよそ表わすことができることから、これを用いる．

図 2.61 より、トラニオンピン回りのモーメント M_0 に対して、トラニオンカバー境界での曲げモーメントを「ケース 0」で $0.310M_0$ 、「ケース 1-1」,「ケース 1-2」で $0.177M_0$ そして「ケース 2」で $0.100M_0$ とする．

以上のように求めたトラニオンカバー境界近傍での断面力の推定値について、限界状態に至るまでの推移を図 2.68 から図 2.71 に示す．

図の水平軸は、トラニオンカバー境界近傍での曲げモーメント M_z を表 2.1 の断面形状および降伏点より求めた断面の弱軸回りの全塑性モーメント M_{pz} で除した値を表わす．図の鉛直軸は、トラニオンカバー境界での軸圧縮力 P を断面の降伏軸力 P_y で除した値を表わす．

また、これらの図中には、式(2.10)、式(2.11)で表わされる、軸力と弱軸回りの曲げを受ける H 形断面の全塑性強度の相関式^{2.19)}を併せて示した．

$$0 \leq \frac{P}{P_y} \leq \frac{d \cdot w}{A} \text{ のとき, } \frac{A^2}{4dZ_z} \left(\frac{P}{P_y} \right)^2 + \frac{M_{pcz}}{M_{pz}} = 1.0 \quad (2.10)$$

$$\frac{d \cdot w}{A} \leq \frac{P}{P_y} \leq 1.0 \text{ のとき, } \frac{M_{pcz}}{M_{pz}} = \frac{A^2}{8tZ_z} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \left\{ \frac{4A_f}{A} - \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \right\} \quad (2.11)$$

ここで、

d : 断面の高さ

w : ウェブ厚

A : 断面積

Z_z : 弱軸回りの塑性断面係数

M_{pcz} : 軸力 P 下での弱軸回りの全塑性モーメント

t : フランジ厚

A_f : フランジ1枚の断面積

図 2.68 から図 2.71 のいずれのケースにおいても、限界状態の断面力の推定値は、全塑性強度の相関式の外側（原点側を内側とする）にあった。

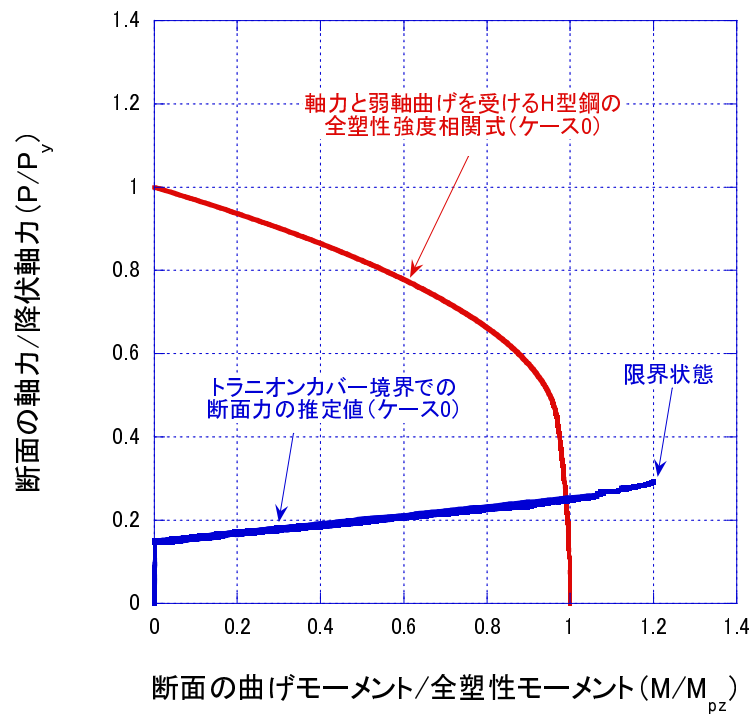


図 2.68 トラニオンカバー境界における断面力推定値の推移（ケース0）

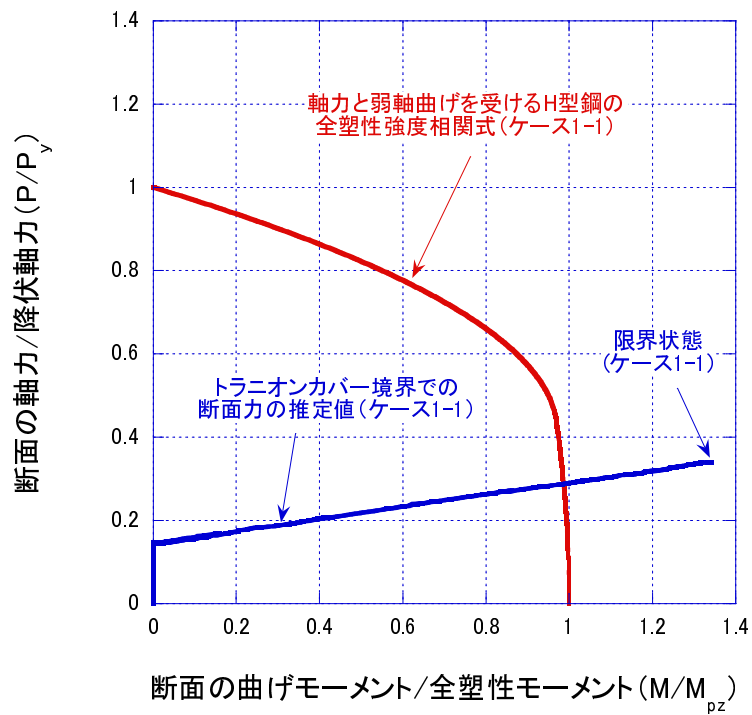


図 2.69 トラニオンカバー境界における断面力推定値の推移 (ケース 1-1)

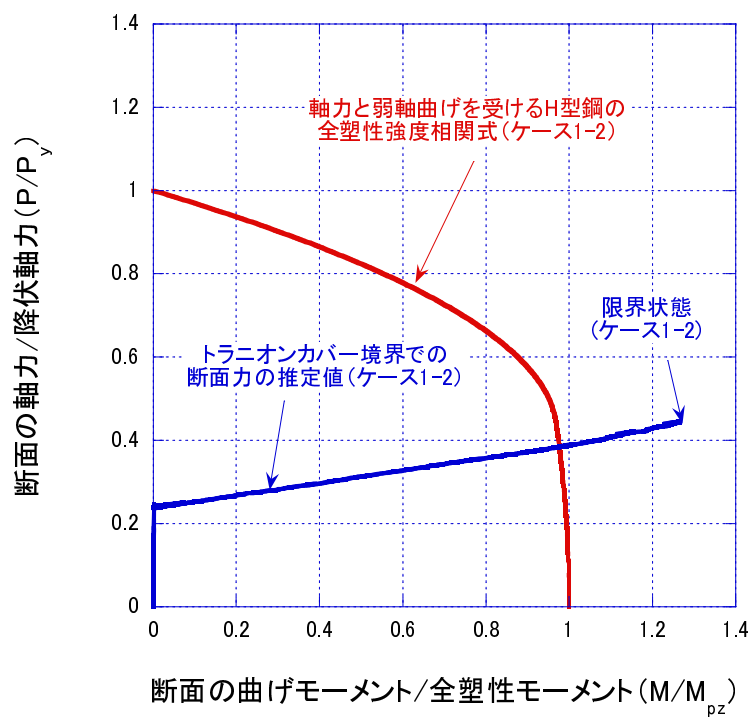


図 2.70 トラニオンカバー境界における断面力推定値の推移 (ケース 1-2)

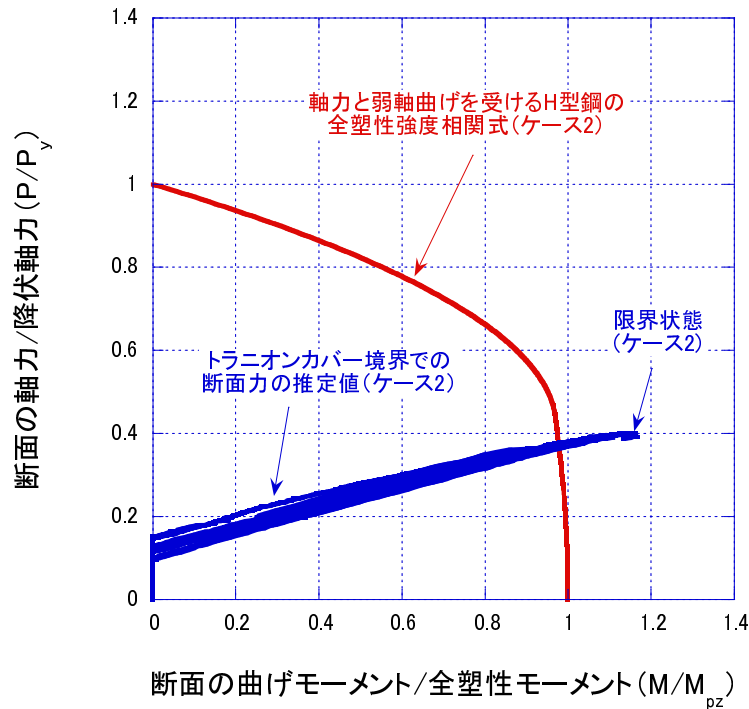


図 2.71 トラニオンカバー境界における断面力推定値の推移（ケース2）

2.6.2 最大耐荷力の発現機構の推定

断面力の推定値が全塑性強度相関式で表わされる限界状態よりも大きな断面力の状態まで到達している原因としては、次の2点が考えられる。

- ・ 断面強度が全塑性強度より大きい。
- ・ 断面の曲げモーメントが、設計計算の延長で算出されるものよりも小さい。

前者については、**2.5.2 小節**でみたように、各ケースのトラニオンカバーに最も近いひずみ測定断面「UA1」，「LA1」において、限界状態に達する前に圧縮側、引張側ともにひずみ量の絶対値が $10,000 \times 10^{-6}$ オーダーに達しており、ひずみ硬化領域に入っていると推測されることから、その可能性が十分に想定されうる。

後者については、例えば塑性ヒンジ形成による荷重伝達機構の変化などが考えられる。これを以下で具体的に説明する。

まず、模型変位の進行方向側となる脚柱を取り出し、**図 2.1**に示した設計計算上の曲げモーメント分布計算におけるモデル化^{2.11), 2.12)}と同様に、トラニオンピンからスキンプレート側へ2つ目の脚柱間連結部材までを2径間連続梁でモデル化する。**図 2.72**に、「ケース0」を対象とした具体例を示す。

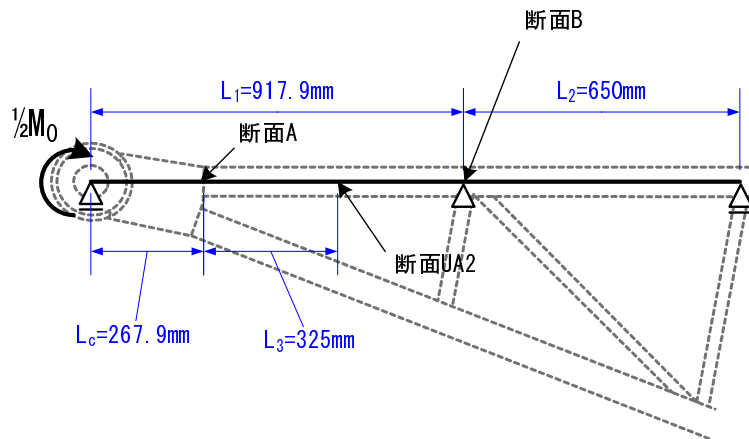


図 2.72 脚柱の2径間連続梁によるモデル化

図 2.73 は、図 2.72 のうちトラニオンカバーを除いた脚柱部分のみ完全弾塑性体と仮定した場合の、トラニオンピン回りの曲げモーメント増加に対する梁の曲げモーメント分布の変化を示したものである。

図 2.73 において、断面 A はトラニオンカバー境界に、断面 B は脚柱と脚柱間連結部材の交点に位置する。断面 UA2 は模型のひずみ測定断面「UA2」と同位置で、断面 A と断面 B の中点に位置する。同連続梁のトラニオンピン側端に、トラニオンピン回りの曲げモーメント M_0 の半分である $\frac{1}{2}M_0$ が作用している。

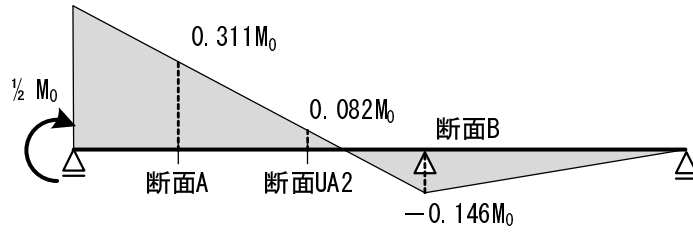
図 2.73 の A) に、実験初期の曲げモーメント分布を示す。断面 A、断面 UA2、断面 B での曲げモーメントは、それぞれ $0.311M_0$ 、 $0.082M_0$ および $-0.146M_0$ となる。

M_0 が増加していくと、作用する曲げモーメントが最も大きな断面 A において全塑性強度 M_{pcz} に至る。この状態が図 2.73 の B) であり、図 2.68 において全塑性強度相関式と断面力の推定値が交差する位置に相当する。断面の作用する曲げモーメントが全塑性強度 M_{pcz} に達することにより、断面 A に塑性ヒンジが形成される。図では、この状態でのトラニオンピン回りのモーメントを M_{0p} としている。

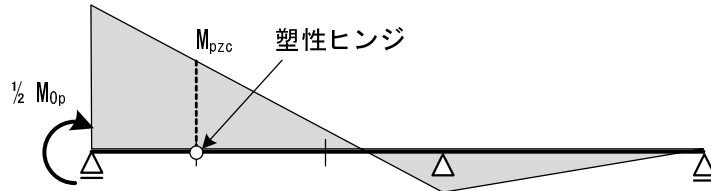
塑性ヒンジ形成後のモーメント分布については、図 2.68 の C) のように、ヒンジ位置で構造を2つに分離し反力 R_{AP} によって荷重を伝達するゲルバー梁のような構造系に置き換えて考えることができる。

断面 A で塑性ヒンジを形成後、さらにトラニオンピン回りの曲げモーメントを増加させた状態が図 2.68 の D) である。ヒンジ位置での反力の変化量 ΔR_A により、塑性ヒンジより B 断面側の梁には、トラニオンピン回りの曲げモーメントと

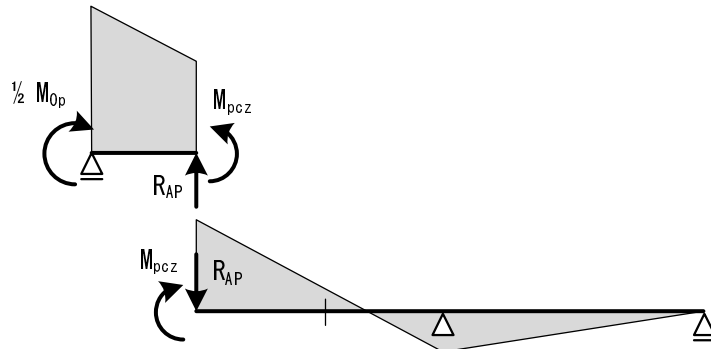
A) 実験初期のモーメント分布



B) 断面Aが全塑性強度に達した状態1



C) 断面Aが全塑性強度に達した状態2



D) 断面Aで塑性ヒンジ形成後のモーメント分布

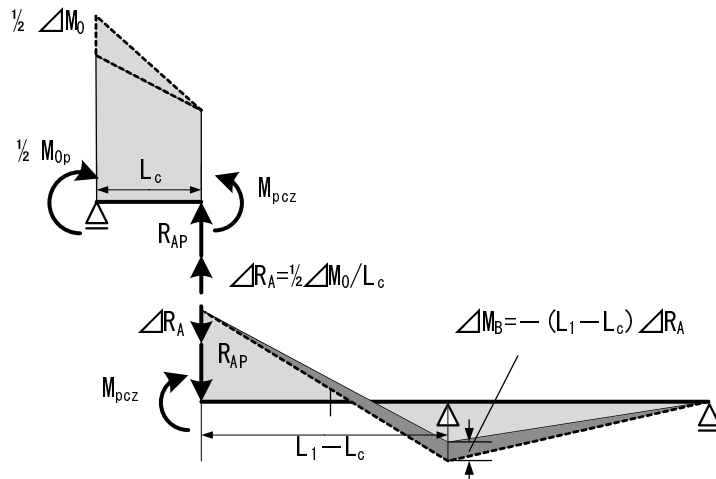


図 2.73 脚柱の曲げモーメント分布の推移

反対方向のモーメントが付加されていく。

この考え方に従えば、図 2.68 の断面 UA2 においては実験初期には、トラニオンピン回りのモーメント増加に伴って、模型変位進行方向側が圧縮となる方向へ曲げモーメントが増加し、やがて、トラニオンカバー境界にある断面 A が全塑性

強度に達したのちは、曲げモーメントの変化の方向が反転することになる。

これは図 2.57 に示したひずみ測定断面「UA2」での曲げモーメントの変化の傾向に一致している。また、「ケース 0」において、トラニオンカバー境界断面に作用する断面力が全塑性強度に達するトラニオンピン回りのモーメント M_{0p} を計算すると $1.38 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{m}$ となる。図 2.57 ではトラニオンピン回りのモーメントが $1.38 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{m}$ となる付近で曲げモーメントの変化の方向が反転している。

「ケース 1-1」,「ケース 1-2」における M_{0p} は、それぞれ $2.27 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{m}$, $2.21 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{m}$ である。図 2.58, 図 2.59 では、これらのモーメント付近で曲げモーメントの変化の方向が反転しており、図 2.73 により実験における曲げモーメント変化を定性的に説明できると考える。

ただし、「ケース 2」については、曲げモーメントの変化の方向が反転する傾向は同様であるが、反転時のトラニオンピン回りのモーメントは $3 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{m}$ を少し超える程度であり、「ケース 2」に対する M_{0p} である $3.93 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{m}$ よりも小さい。図 2.72 のように仮定するには、スパンに占めるトラニオンカバー長の影響が無視できないことなどが原因として考えられる。今後は図 2.62 で示した様な有限要素モデルを用いて曲げモーメント分布だけではなく、耐荷力の発現機構にトラニオンカバーの形状が与える影響を確認していく必要がある。

2.7 2章のまとめ

ラジアルゲート開閉時における脚柱の限界状態を実験的に把握することを目的として、実験方法を提案しこれを用いた耐荷力実験の結果を示した。

提案した実験方法は、ラジアルゲート脚柱の鉛直架構面を模擬した縮尺模型に対して、滑車、ワイヤロープおよび重錘による載荷機構を適用した方法であり、開閉の模擬による模型の変位・変形の進行に対して、水圧模擬荷重を一定の大きさで作用させることができるという利点がある。

トラニオンピン回りのモーメントによる脚柱の曲げモーメント分布において、最大曲げモーメントへの影響が大きいトラニオンカバー長が異なる模型 4 体を製作し、提案実験法により耐荷力実験を実施した。

実験の結果、トラニオンカバー長が伸びるに連れて、設計計算上想定されている曲げモーメント分布と、実験から得られる曲げモーメント分布のかい離が

大きくなることを明らかにした。

実験において脚柱のうち曲げモーメントが最大となる位置は、トラニオンカバー長によらずトラニオンカバー境界位置となり、模型の最大耐荷力時には同位置でフランジの曲げ圧縮縁に面外変形を生じた。これより、脚柱フランジ曲げ圧縮縁の局部座屈がラジアルゲート開閉時の限界状態のひとつであることを実験的に明らかにした。

トラニオンカバー長が伸びるにつれて、トラニオンピン回りのモーメントに対する脚柱のうちトラニオンカバー境界位置での曲げモーメントの比率が小さくなり、これに伴って模型の最大耐荷力が大きくなることを明らかにした。

2章の参考文献

- 2.1) 国土交通省河川局. 大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説. 2005.
- 2.2) 齋藤潔, 山本広祐. ダムゲート脚柱部の耐荷力特性に関する検討. 構造工学論文集, Vol. 55A, pp. 92–103, 2009.
- 2.3) 齋藤潔, 山本広祐. ラジアルゲート脚柱の耐荷力評価法に関する検討. 土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 4, pp. 596–612, 2010.
- 2.4) 和知ダムゲート事故技術調査委員会. 和知ダムゲート事故原因調査報告. 1968.
- 2.5) Mid Pacific Region U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation. *Forensic Report Excerpt Spillway Tainter Gate 3 Failure, Folsom Dam, California, USA*. 1996.
- 2.6) R. V. Todd. Folsom spillway gate failure and lessons learned. *Proceedings of Congress of International Association for Hydraulic Research*, Vol. 27-D, pp. 66–71, 1997.
- 2.7) H. Følsker, H. Bjørndal, and T. Ellefsrød. Strain gauge measurements of friction on radial dam gate bearings. *Waterpower XIII Technical Papers CD-ROM*, 2003.
- 2.8) P.A. Leach. Spillway gate evaluation and rehabilitation. *Waterpower XIII Technical Papers CD-ROM*, 2003.

- 2.9) B. MacTavish, J. Westermann, B. Taleb, and R. MacLeod. Tainter gate trunnion bearing testing. *Waterpower XIII Technical Papers CD-ROM*, 2003.
- 2.10) 川崎真治, 中辻健, 川村文人. ラジアルゲート軸受部付近の摩擦係数推定の試み. 水門鉄管, No. 221, pp. 79–83, 2005.
- 2.11) ダム・堰施設技術協会. ダム・堰施設技術基準（案）基準解説編・マニュアル編. 2011.
- 2.12) 水門鉄管協会. 水門鉄管技術基準水門扉編－付解説－第5回改訂版. 2007.
- 2.13) 中島正人, 山本広祐. 経年化したダム洪水吐きゲートの構造信頼性評価方法の提案. 電力中央研究所報告 N05002, 2006.
- 2.14) Masato Nakajima and Kosuke Yamamoto. Method for evaluating structural reliability of radial gates. *Hydro Review Worldwide*, Vol. 16, No. 5, pp. 14–19, 2008.
- 2.15) 水門鉄管協会. 水門鉄管技術基準水門扉設計参考例. 1986.
- 2.16) 塩竈裕三. ラジアルゲート開閉時における脚柱耐荷力の実験法. 構造工学論文集, Vol. 58A, pp. 62–72, 2012.
- 2.17) 塩竈裕三. ラジアルゲート開閉時の限界状態に関する検討－耐荷力実験方法の提案－. 電力中央研究所報告 N11018, 2012.
- 2.18) SIMULA. *Abaqus Analysis User's Manual ver.6.11*. 2011.
- 2.19) 土木学会. 座屈設計ガイドライン改訂第2版 [2005年度版]. 2005.

3章 支承部における摩擦抵抗の不確実性

3.1 はじめに

支承部の摩擦力に関して、その不確実性を取り込んだ構造信頼解析が中島ら^{3.1), 3.2)}によって行われている。摩擦力は水圧荷重の合力に支承部の半径と摩擦係数を乗じて計算されるため、水圧荷重と半径を確定値と考えれば、摩擦力が持つ不確実性は、摩擦係数の不確実性に起因することとなる。中島らは、ラジアルゲート支承部の摩擦係数について30名に対する専門家アンケートをとり、これらのアンケート結果をもとに構造信頼性解析に適用する摩擦係数の確率分布を求めている。

1章、2章でも触れたように、Folsomダムゲートの事故調査^{3.3)}において、支承部の摩擦係数の推定が行われ、以後、国内外で、供用中のゲート支承部の摩擦係数に関する推定事例が多数報告されるようになった^{3.4)~3.7)}。これらの報告事例では、65個の支承部に対する摩擦係数の推定値が示されている。

図3.1は、これらの推定値をヒストグラムで表したものである。推定値は0.06から0.75と大きくばらついており、対数正規分布のように右側の裾野が長い

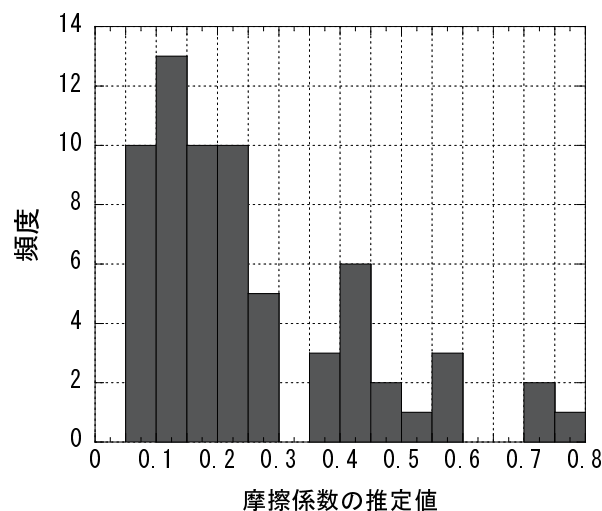


図 3.1 文献で報告された支承部摩擦係数推定値の分布

分布形状となっているのは、中島らのアンケート結果にもとづく摩擦係数の確率分布と同様である。

そして、国内技術基準^{3.8), 3.9)}で設計用の値として推奨され、維持管理時の構造安全性照査にも流用されている値である0.2を超えるものが、約半数の31に上る。

以上の例から、ラジアルゲート支承部の摩擦力は不確実性を有するものであり、供用中のゲートの構造安全性照査における、支承部摩擦係数の実測にもとづいた推定の重要性を示すものであると考える。

これら既往の推定事例により、ゲートの支承部ごとに摩擦係数が異なることがわかる。しかし、あるひとつの支承部を取り出したとき、その摩擦係数はゲート供用中一定なのか、あるいは特定の支承部でも摩擦力にばらつきを生じるのか、ばらつきの大きさはどの程度なのかについては、十分な知見が得られていない。

ここでは、ゲート供用中における支承部の摩擦係数の変化を把握することを目的として、ゲート脚柱のひずみモニタリングを実施し、摩擦係数の推定を行った結果を示す^{3.10), 3.11)}。

3.2 脚柱のひずみモニタリング

3.2.1 モニタリング対象ゲート

既往の摩擦係数推定事例では、支承部でのモーメントによって発生する脚柱の曲げひずみを測定し、構造解析を介して、摩擦係数の推定を行っている。本論文でもこれらの手法を踏襲し、供用中のゲートにおける脚柱ひずみの長期モニタリングの結果をもとに、摩擦係数の変化を把握することとした。

モニタリングの対象としたゲートは、AダムおよびBダムに設置されたラジアルゲートである。Aダムゲート、Bダムゲートの諸元を表3.1に、外観を図3.2、図3.3にそれぞれ示す。

Aダム、Bダムに設置されたそれぞれ4門、および3門のゲートのうち、最も操作頻度が高いゲート1門ずつ（Aダム2号ゲート：図3.2の右から2門目、Bダム2号ゲート：図3.3の中央）をモニタリング対象ゲートとした。

表 3.1 モニタリング対象ゲートの諸元

	A ダム ラジアルゲート	B ダム ラジアルゲート
設置年	1959	1957
門数	4 門	3 門
主要形状	扉高：10.5m 径間：8.5m 扉体半径：10.5m	扉高：9.4m 径間：10.8m 扉体半径：10.0m
設計水深	10.4m	9.4m



図 3.2 A ダム洪水吐きラジアルゲート



図 3.3 B ダム洪水吐きラジアルゲート

3.2.2 モニタリング方法

脚柱の曲げひずみ測定箇所を，Aダムゲート，Bダムゲートでそれぞれ図3.4，図3.5のように設定し，これらのひずみ測定に著者が開発した遠隔観測システム^{3.12)}を適用した．そして，Aダムゲートでは2000年11月から2002年2月の約14ヶ月間，Bダムゲートでは2004年3月から2005年8月の約17ヶ月間にわたって，脚柱ひずみのモニタリングを行った．

Aダムゲート，Bダムゲートのモニタリングにおけるネットワーク構成を，それぞれ図3.6，図3.7に示す．図3.6に示すAダムゲートのモニタリングでは，ひずみ測定箇所近傍に，データ収録装置，制御・通信用のコンピュータなどを収納した計測ボックスを設置した（図3.8）．計測ボックスと公衆回線が引かれたダム管理所との間は，無線LANによる無線通信を行った．そして，ルータ，公衆回線を經由して測定データを著者が務める電力中央研究所に転送した．図3.7に示すBダムゲートのモニタリングの機器構成は，図3.6のAダムゲートのものとほぼ同様の構成であるが，コンピュータを屋外の計測ボックス内から動作環境がより良いダム管理所内に移し，データ収録装置の制御を無線化した点が図3.6と異なっている．

ひずみ測定は，Aダムゲートでは常時3秒間隔，Bダムゲートでは常時4秒間隔で行い，計測ボックス内のコンピュータ上で測定値を変化をモニタリングした．Aダムゲート，Bダムゲートそれぞれの測定間隔の間に 5×10^{-6} を超えるひずみの変化が認められたときは，その前後の測定値（変化の前10測定分，変化の後100測定分）をコンピュータ上に保存した．そして，これらの変化がない場合については，10分に1回測定値を保存した．

以上の測定データを，定期的に，電力中央研究所LAN上に設置したDBサーバによって自動回収した．

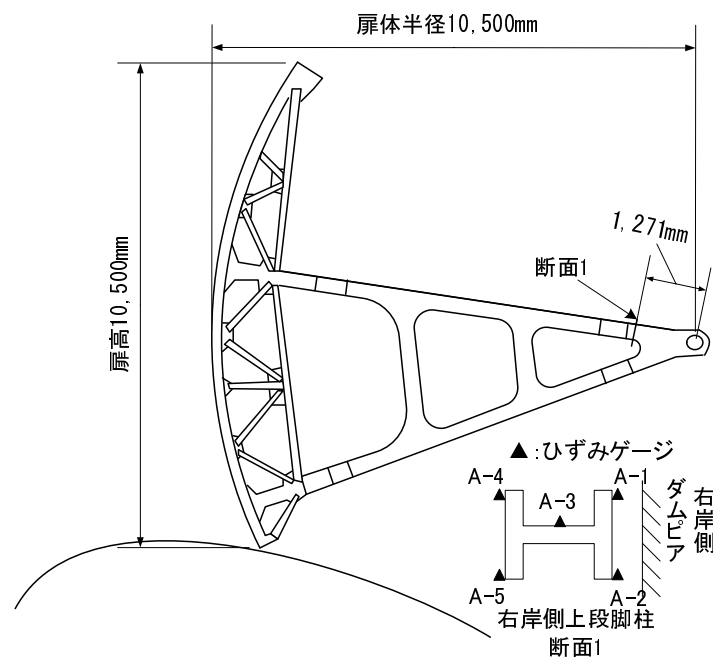


図 3.4 A ダムゲートにおけるひずみゲージ設置箇所

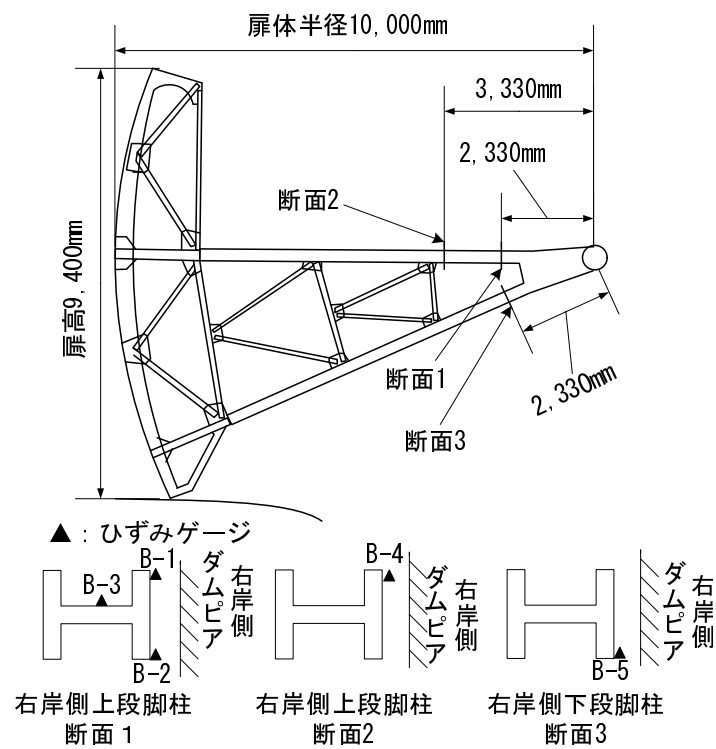


図 3.5 B ダムゲートにおけるひずみゲージ設置箇所

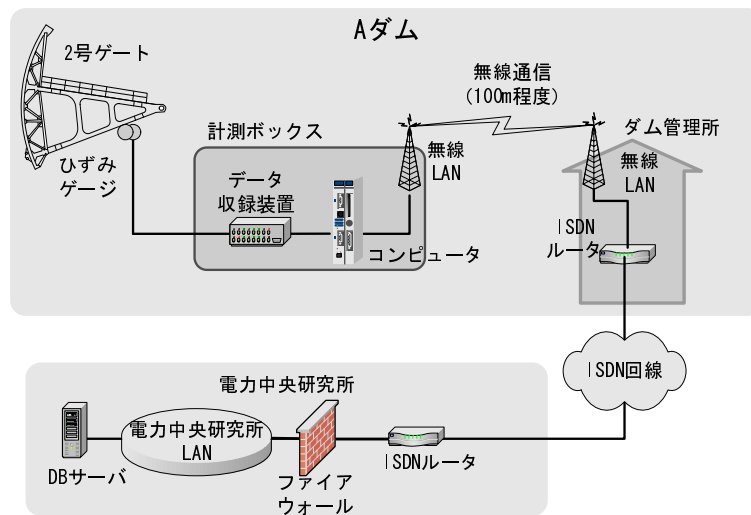


図 3.6 A ダムゲートにおけるモニタリング機器構成

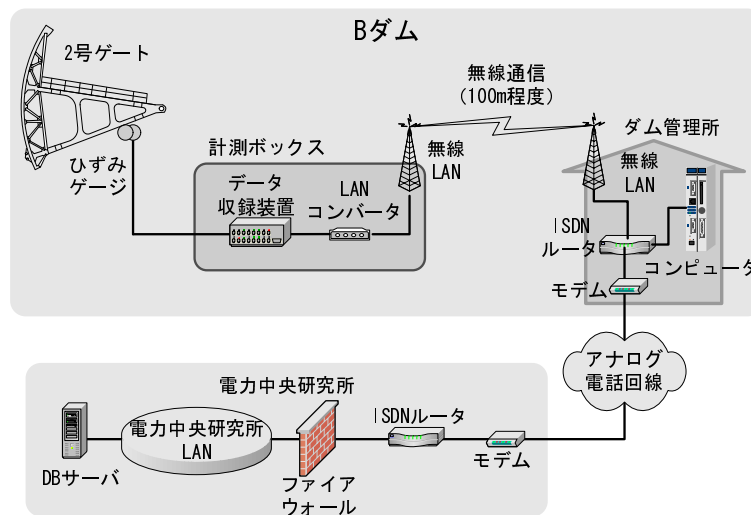


図 3.7 B ダムゲートにおけるモニタリング機器構成

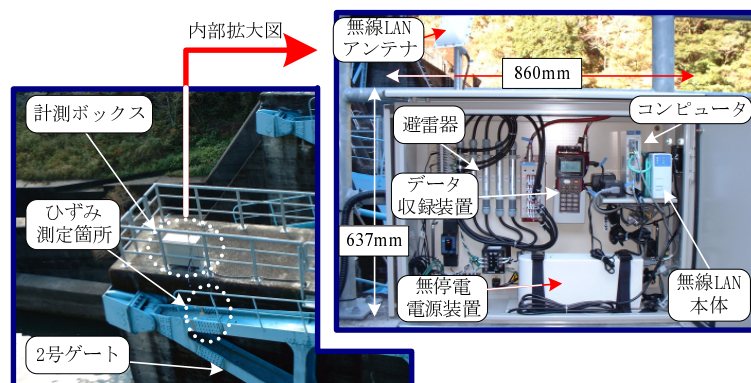


図 3.8 A ダムゲート近傍に設置した計測ボックス

3.2.3 ゲート操作中のひずみ変化

A ダムゲートにおいて2001年5月2日13時から翌3日6時にかけて行われた放流時の、ゲート開度の履歴とこのときのひずみの変化を図3.9に示す。

図中の(A)は、放流開始(2日13:10)の開度0cm→5cmのゲート開操作に伴うひずみの変化である。ひずみの変化の方向は測定断面の上下で異なり、フランジ上端は圧縮側(鉛直軸下方)への、フランジ下端は引張側(鉛直軸上方)への変化であった。

(B)は、(A)に引き続いて行われた5回のゲート開操作におけるひずみの変化である。ひずみの変化の方向は(A)と同様であるが、その大きさは(A)と比べて小さい。

(C)は、ゲート操作方向が転じた2日20:00の46cm→41cmの閉操作に伴うひずみの変化である。ひずみ変化の方向は開操作時とは反転し、フランジ下端が圧縮側への、フランジ上端部が引張側への変化であった。この変化により、ひずみの値は放流前のゲート全閉状態と同程度に戻った。

(D)は、(C)に引き続いて行われた8回のゲート閉操作におけるひずみの変化である。ひずみの変化の方向は(C)と同様である。ひずみ変化の大きさは(A)、(C)と比べて小さく、(B)と同程度である。

(A)が前回の放流終了時の閉操作から反転した開操作におけるひずみの変化であることを考慮すると、図3.9からは、(A)、(C)のように、ゲート操作の方向が反転するとき大きなひずみの変化が生じたといえる。また、(B)、(D)のように、ゲート操作方向が直前の操作と同じ場合(開操作→開操作、あるいは、閉操作→閉操作)は、操作方向が反転する場合に比べてひずみの変化量が小さかったといえる。

これらのゲート操作方向、操作履歴に応じたひずみの変化の差異は、モニタリング期間中のゲート操作時のひずみ変化に共通した傾向であった。

3.2.4 ひずみの変化の解釈

ゲート操作方向、操作履歴によって異なる脚柱のひずみの変化は、ゲート操作中の脚柱における曲げモーメントの変化に伴うものであり、支承部での摩擦力に起因していると考えられる。

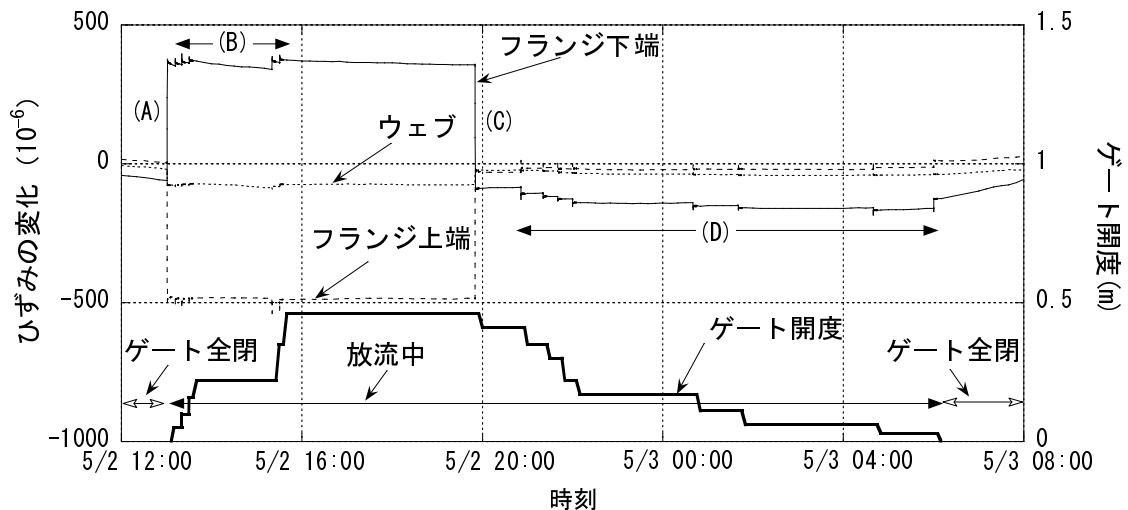


図 3.9 ゲート操作時のひずみの変化

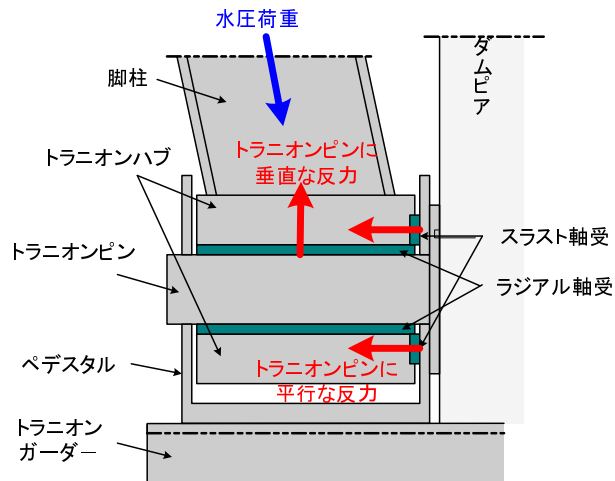


図 3.10 ラジアルゲート支承部の一般的な構造

図 3.10 は、支承部の一般的な構造であり、脚柱の終端にある円筒状のトラニオンハブ、回転の中心となる円柱状のトラニオンピン、トラニオンピンを保持するためのペDESTAL、トラニオンガーダー等から構成される。A ダムゲート、B ダムゲートの支承部も同様の構成である。

トラニオンピン、トラニオンハブの周囲には、円滑に回転できるように、円筒状のラジアル軸受、ドーナツ盤状のスラスト軸受が取り付けられている。軸受によって低減されるものの、トラニオンピンとラジアル軸受の接触面、トラニオンハブとスラスト軸受の接触面では、ゲート操作にともなって摩擦力が発生する。この摩擦力が、式(3.1)で表されるトラニオンピン回りのモーメントとなり^{3.8), 3.9)}、脚柱に曲げモーメントが生じる。

$$M_0 = P_V \cdot \mu \cdot r_p + P_H \cdot \mu \cdot r_s \quad (3.1)$$

ここで、

M_0 : 支承部の摩擦力によるトラニオンピン回りのモーメント

P_V : トラニオンピンの軸方向に垂直な反力

P_H : トラニオンピンの軸方向に平行な反力

μ : ラジアル軸受, スラスト軸受の摩擦係数

r_p : トラニオンピンの半径

r_s : スラスト軸受の平均半径

なお、Aダムゲート、Bダムゲートにおける $P_V \cdot r_p$ の $P_H \cdot r_s$ に対する比 $(P_V \cdot r_p)/(P_H \cdot r_s)$ は、作用水深によって若干異なるものの、それぞれ3.4程度および4.3程度であり、両ゲートとも、トラニオンピンの軸方向に垂直な反力によるモーメントが支配的である。

図3.11は、開操作時、閉操作時におけるトラニオンピン回りのモーメントおよび脚柱の応力状態を示したものである。いずれの場合も、脚柱には水压荷重による断面内で一様な軸圧縮応力とトラニオンピン回りのモーメントによる曲げ応力が生じている。

トラニオンピン回りのモーメントの方向は、ゲート操作方向とは反対方向であり、A)の図に向かって時計回りのゲート開操作に対してモーメントの方向は反時計回りとなる。このとき、脚柱のうちトラニオンピンに近い断面での曲げ応力は、断面上側が圧縮、下側が引張となる。B)の閉操作時には、ゲート操作の方向、モーメントの方向、曲げ応力のいずれもが、A)とは反転している。

図3.9におけるゲート操作方向反転時の大きなひずみの変化は、図3.11のA)からB)、あるいはB)からA)へと1回のゲート操作の中で移行するために生じたと考える。

図3.12は、ゲート操作方向が直前の操作と同じ場合（開操作→開操作）のトラニオンピン回りのモーメントと、脚柱の応力状態を示したものである。

図3.12のA)は、直前の開操作終了時であり、水压荷重による断面内で一様な軸圧縮応力、モーメントによる曲げ応力が発生している。

ゲート操作により支承部が回転すると、図3.10のトラニオンピンとラジアル軸受、およびトラニオンハブとスラスト軸受の接触面は動摩擦状態になる。そのため操作終了時は、動摩擦力によるモーメントおよびこれに応じた曲げ応力

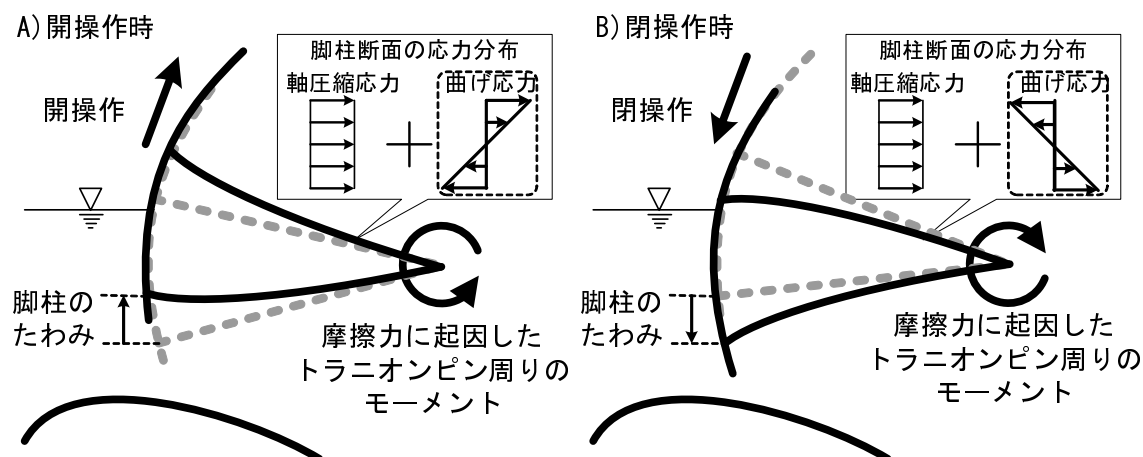


図 3.11 ゲート操作反転時の脚柱応力の変化

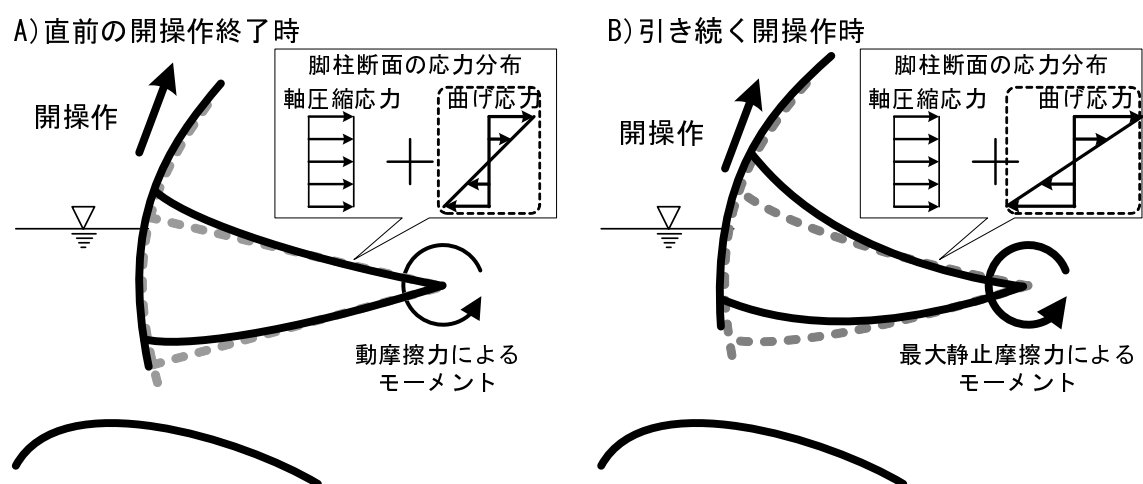


図 3.12 同一方向のゲート操作における脚柱応力の変化

が生じていると考える。

図 3.12 の B) は、A) に引き続き開操作を行う場合である。A) と同様に、水压荷重による軸圧縮応力と、支承部摩擦力に起因した曲げ応力が発生している。A) と B) の違いは、摩擦力が、A) では動摩擦力であるのに対し、B) では操作停止後の再操作であるため最大静止摩擦力となっている点である。

一般に、動摩擦力よりも最大静止摩擦力が大きいことから、A) と B) で水压荷重の差がなければ、B) の最大静止摩擦力に起因した曲げ応力は、A) の動摩擦力に起因した曲げ応力よりも大きくなる。

図 3.9 の 同一方向のゲート操作におけるひずみの変化は、図 3.12 で説明した、動摩擦力と最大静止摩擦力との差に起因した変化であると考ええる。以上のように、ゲート操作によって発生した摩擦力が、次のゲート操作まで残留すると仮定することで、ゲート操作の履歴に応じたひずみ変化量の差異を説明することが

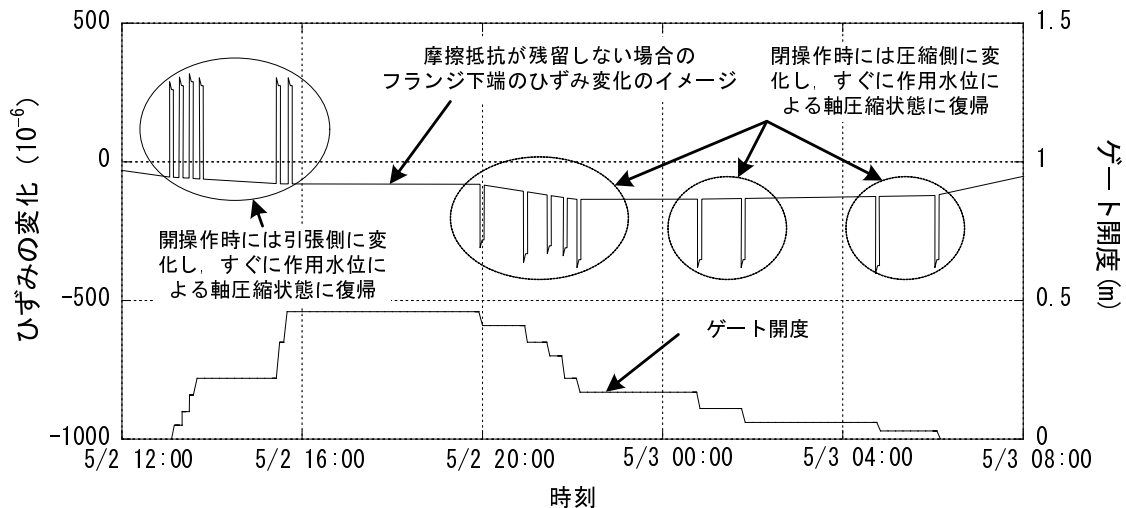


図 3.13 摩擦力が解放される場合を想定したひずみ変化

できる。

図 3.13 に、各ゲート操作間に摩擦力が解放される場合を想定したひずみの変化を示す。ここでは、図 3.9 と同じゲート操作履歴における、フランジ下端のひずみ変化を想定している。

放流前は摩擦力が存在せず、水压荷重による軸圧縮ひずみのみが生じている。放流を開始し、開操作を断続的に実施すると、そのたびにひずみが引張側へ変化する。そして間もなく摩擦力が解放され軸圧縮ひずみのレベルに復帰することから、櫛状のひずみ変化になると考えられる。

操作が閉操作に転じると、閉操作のたびに圧縮側へ変化して間もなく軸圧縮ひずみのレベルに復帰するという変化を繰り返すと考えられる。

このように、ゲート操作間で摩擦力が解放される場合のひずみ変化は、実際にモニタリングで得られた図 3.9 とは大きく異なり、摩擦力の残留を仮定することは妥当であると考えられる。

3.3 支承部摩擦係数の推定

モニタリングで得たゲート操作時のひずみ変化をもとに、以下の手順により支承部の摩擦係数を推定した。

手順 1) モニタリングデータから推定に用いるひずみ量を抽出。

手順 2) 摩擦係数、作用水深をパラメータとした構造解析の実施。

手順3) 抽出したひずみ量と構造解析結果より摩擦係数を推定。

3.3.1 ひずみ変化量の抽出

ゲート操作時のひずみの変化のうち，ここでは，ゲート操作反転時のひずみの変化を利用した。

図3.11で考察したように，ゲート操作反転時のひずみの変化には，注目しているゲート操作方向に応じたモーメントと，その直前のゲート操作方向に応じて反転したモーメントの双方が反映されていると考える。たとえば，図3.9の(C)に注目するとき，このひずみの変化量には，閉操作方向のモーメント（図3.11のB)に相当）と，その直前の2日15:40に行われた35cm→46cmの開操作による開操作方向のモーメント（図3.11のA)に相当）が反映されていると考える。

注目するゲート操作とその直前のゲート操作との間における脚柱ひずみの変化を図3.14に示す。図のA)は，注目するゲート操作の直前に行われたゲート操作の終了時における脚柱断面のひずみ分布である。操作終了時のゲートへの作用水深 h_p に応じた軸圧縮ひずみ $\varepsilon_{N_{hp}}$ と，支承部でのモーメント M_{hp} による曲げひずみ $\varepsilon_{M_{hp}}$ （断面上端が圧縮）が生じている。

図のB)は，注目するゲート操作直前のひずみ分布である。作用水深が h_p から h_c へと減少することにより，軸圧縮ひずみも $\varepsilon_{N_{hp}}$ から $\varepsilon_{N_{hc}}$ へとその大きさが低下している。モーメント M_{hp} は残留すると考えているから，曲げひずみに変化はない。

図のC)は，注目するゲート操作中のひずみ分布である。脚柱のたわみは微小であるので作用水深 h_c の変化は無視でき，軸圧縮ひずみ $\varepsilon_{N_{hc}}$ はB)と同じである。作用水深がA)より小さいため，モーメント M_{hc} の大きさは M_{hp} よりも小さく，また，方向は M_{hp} とは反対方向となっている。そして，脚柱断面には M_{hc} による曲げひずみ $\varepsilon_{M_{hc}}$ （断面上端が引張）が生じている。

直前のゲート操作から作用水深が上昇する場合（ $h_p < h_c$ ）は，モーメントの大きさ，曲げひずみ大きさの大小が逆転する。

図3.15は，図3.9の(C)の部分を取り出したものである。図3.9中の $\Delta\varepsilon_0$ は，モニタリング結果から読み取ることができるゲート操作反転時のひずみの変化量であり，ゲート操作開始前のひずみの値と，ゲート操作中のピークの値の差で

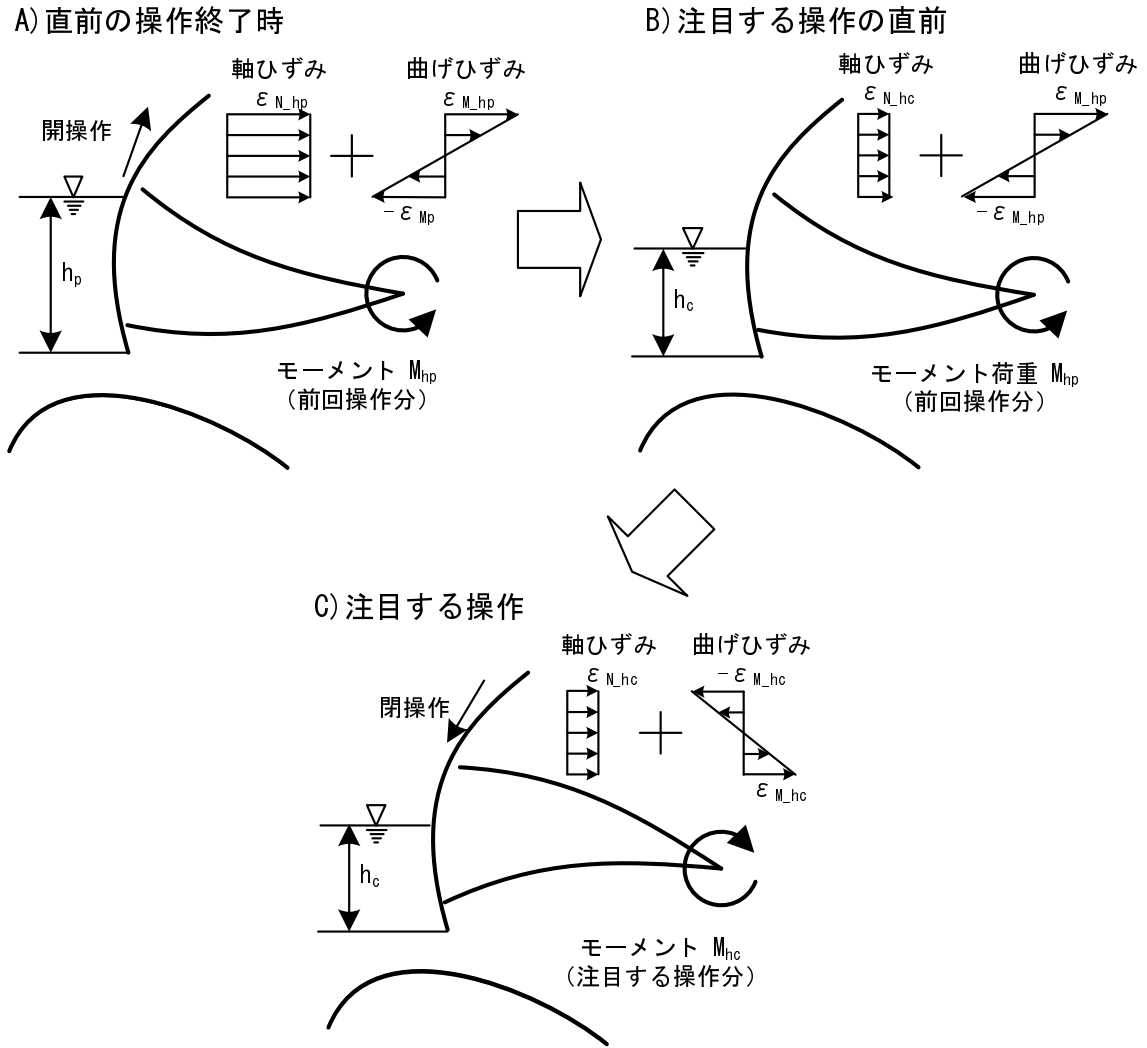


図 3.14 ゲート操作間の脚柱ひずみの変化

ある．これを図 3.14 にあてはめると， $\Delta\epsilon_0$ は B) から C) へ移行する際の変化量となる．

フランジ下端であれば， $\Delta\epsilon_0$ は次式のように表される．

$$\begin{aligned}\Delta\epsilon_0 &= (\epsilon_{N_{-hc}} + \epsilon_{M_{-hc}}) - (\epsilon_{N_{-hp}} - \epsilon_{M_{-hp}}) \\ &= \epsilon_{M_{-hp}} + \epsilon_{M_{-hc}}\end{aligned}\quad (3.2)$$

式(3.2)より， $\Delta\epsilon_0$ は， h_p に依存する $\epsilon_{M_{-hp}}$ と h_c に依存する $\epsilon_{M_{-hc}}$ から成っていることがわかる．

摩擦係数を推定する際には，実測と解析のひずみの変化量を比較することになるが，このとき， $\Delta\epsilon_0$ のうち $\epsilon_{M_{-p}}$ か $\epsilon_{M_{-hc}}$ のどちらかを抽出して，実測時の作用水深を， h_p あるいは h_c のいずれかに統一する方が都合が良い．

本論文では， $\Delta\epsilon_0$ のうち $\epsilon_{M_{-hc}}$ を抽出して，これを摩擦係数の推定に用いるひ

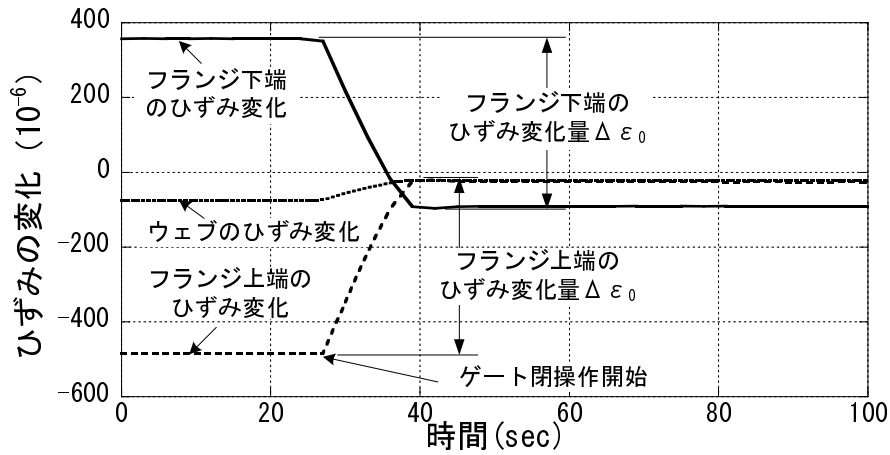


図 3.15 ゲート操作反転時のひずみ変化量

ずみ変化量の実測値 $\Delta\varepsilon$ と定義し，作用水深を h_c に統一することとした．

支承部での摩擦力によるモーメントに関する式(3.1)のうち，トラニオンピンでの反力 P_V , P_H は水压荷重に比例する．そして，水压荷重はゲートへの作用水深の2乗に比例する．

これより，モーメントに比例して発生する ε_{M_hp} , ε_{M_hc} は，共通の係数 k_{h_M} を用いて，次式のように記述することができる．

$$\varepsilon_{M_hp} = k_{h_M} \cdot h_p^2 \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_{M_hc} = k_{h_M} \cdot h_c^2 \quad (3.4)$$

ここで， k_{h_M} はゲートの形状から求められる係数であり，Aダムゲート，Bダムゲートでそれぞれ異なる．

式(3.3)，式(3.4)を式(3.2)に代入して次式を得る．

$$\Delta\varepsilon_0 = k_{h_M} \cdot (h_p^2 + h_c^2) \quad (3.5)$$

式(3.4)，式(3.5)より k_{h_M} を消去することにより，摩擦係数の推定に用いるひずみ変化量の実測値 $\Delta\varepsilon$ は次のようになる．

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_{M_hc} = \frac{h_c^2}{h_p^2 + h_c^2} \cdot \Delta\varepsilon_0 \quad (3.6)$$

3.3.2 構造解析

ラジアルゲート模型の耐荷力実験で述べたとおり，トラニオンピン回りのモーメントによる脚柱の曲げモーメント分布は，設計式と整合しない場合がある．そ

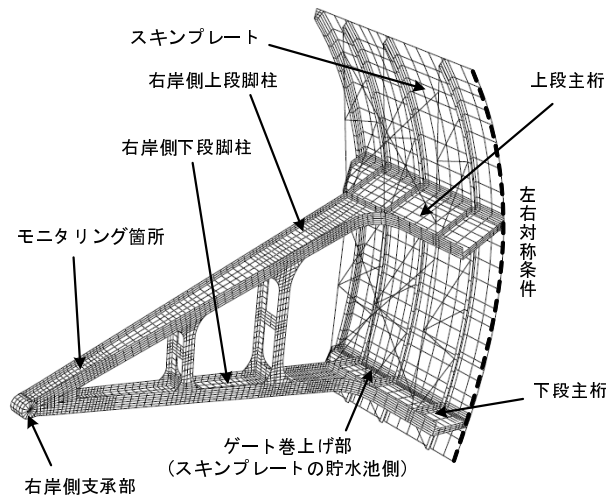


図 3.16 A ダムゲートの有限要素モデル

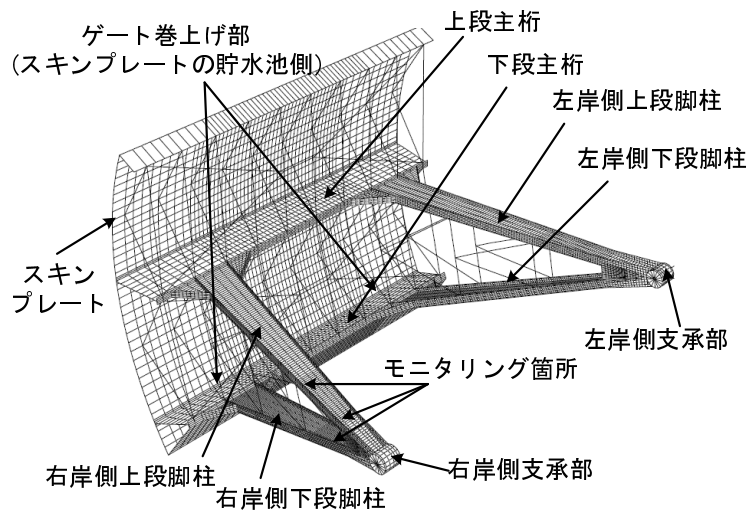


図 3.17 B ダムゲートの有限要素モデル

こで、有限要素解析により、ゲートへの作用水深と支承部の摩擦係数に応じた、測定箇所におけるひずみの変化量の解析値を求め、これを摩擦係数の推定に使用した。図 3.16、図 3.17 は、A ダムゲート、B ダムゲートの有限要素モデルである。A ダムゲートについては、ゲートの対称性を考慮してモニタリング断面を含む右岸側半分をモデル化した。B ダムゲートについては、ゲート全体をモデル化した。そして、汎用有限要素解析コード「ABAQUS」^{3.13)}を用いてゲート操作時のひずみの変化量の解析値を得て、摩擦係数の推定に用いた。

解析手順は以下のとおりである。

手順 1) 支承部中心におけるトラニオンピン回りの回転以外の変位、ならびに、ゲート巻上げ部で上下方向変位を拘束。この条件下で、水压荷重を付与し

て支承部中心での反力を計算．

手順 2) 支承部中心での反力をもとに，式 (3.1) により，支承部でのモーメントを計算．

手順 3) 支承部中心におけるトラニオンピン回りの回転以外の変位ならびに，ゲート巻上げ部で上下方向変位を拘束．この条件で，支承部中心にモーメントを与え，ひずみゲージ設置位置でのひずみ量を計算．

手順 4) 以上を複数の作用水深，支承部摩擦係数値で実施．

3.3.3 摩擦係数の推定結果

モニタリングで得たひずみ変化量の実測値と，構造解析で得たひずみ変化量の解析値とを比較することにより，支承部の摩擦係数を推定した．

A ダムゲートでは，式 (3.7) により，測定断面のフランジ上下端 4 点におけるひずみの変化量から，鉛直面内の曲げ成分を実測値，解析値の双方で計算し比較を行った．

$$\Delta \varepsilon_A = \frac{(\Delta \varepsilon_{A-2} + \Delta \varepsilon_{A-5}) - (\Delta \varepsilon_{A-1} + \Delta \varepsilon_{A-4})}{4} \quad (3.7)$$

ここで， $\Delta \varepsilon_A$: A ダムゲート支承部の摩擦係数推定に用いるひずみの変化量， $\Delta \varepsilon_{A-1}, \dots, \Delta \varepsilon_{A-5}$: ひずみ測定点 A-1 から A-5 でのひずみの変化量の実測値または解析値である．

B ダムゲートでは，測定断面 1 のフランジ上下端 2 点におけるひずみの変化量から，式 (3.8) により鉛直面内の曲げ成分を実測値，解析値の双方で計算し比較を行った．

$$\Delta \varepsilon_B = \frac{\Delta \varepsilon_{B-2} - \Delta \varepsilon_{B-1}}{2} \quad (3.8)$$

ここで， $\Delta \varepsilon_B$: B ダムゲート支承部の摩擦係数推定に用いるひずみの変化量， $\Delta \varepsilon_{B-1}, \Delta \varepsilon_{B-2}$: ひずみ測定点 B-1, B-2 でのひずみ変化量の実測値，または解析値である．

図 3.18，図 3.19 は，式 (3.7)，式 (3.8) により計算したひずみ変化量の実測値，解析値をプロットしたものである．図 3.18 には，支承部の摩擦係数 μ が 0.1 から 0.1 刻みで 0.4 まで，作用水深が 7.0m から 0.2m 間隔で 10.4m までの計 72 ケースのひずみ変化量の解析値，および，ひずみ変化量の実測値 52 データを示した．図 3.19 には，支承部の摩擦係数 μ が 0.05 から 0.05 刻みで 0.2 まで，作用水深が 7.0m から

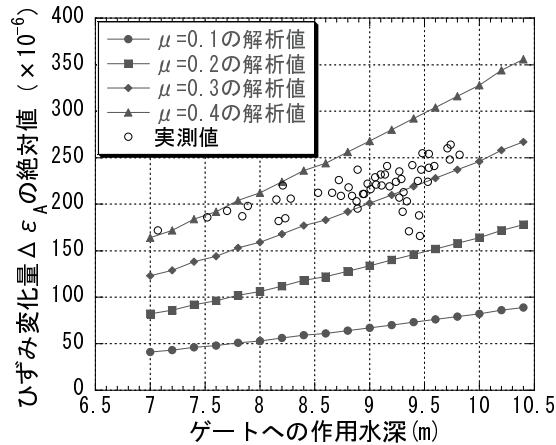


図 3.18 A ダムゲートにおける脚柱ひずみ変化量の実測値と解析値の比較

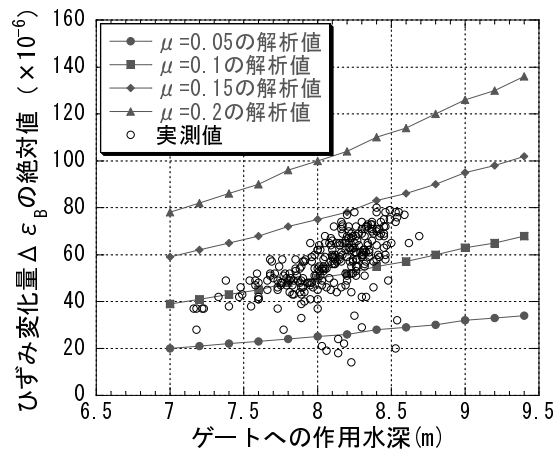


図 3.19 B ダムゲートにおける脚柱ひずみ変化量の実測値と解析値の比較

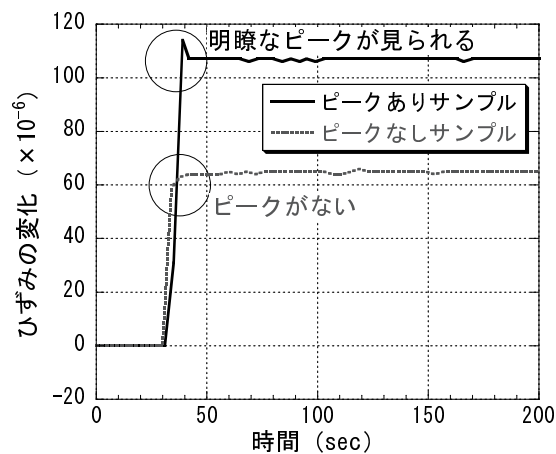


図 3.20 B ダムゲートにおける操作量 0.02m 時のひずみ変化の例

0.2m 間隔で 9.4m までの計 52 ケースのひずみの変化量の解析値，および，ひずみ変化量の実測値 257 データを示した．

なお，ゲート操作量が 0.01m，0.02m と小さい場合は，図 3.20 に示すように，ひずみの変化に支承部の最大静止摩擦力に対応した明瞭なピークを有するものと，

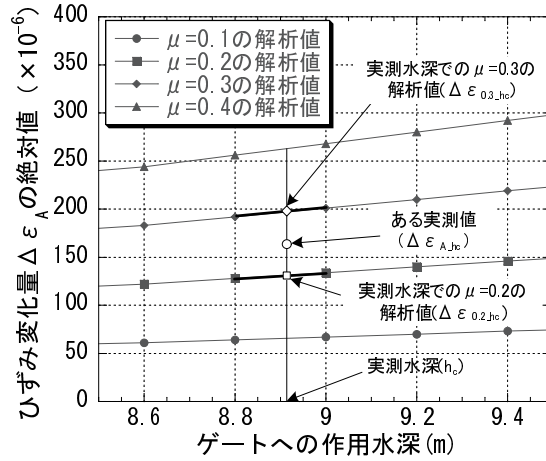


図 3.21 ある実測値に対する摩擦係数の推定方法

ピークがなく最大静止摩擦力を発揮する前にゲート操作が終了したと推測できるものが混在した．最大静止摩擦力を発揮する前にゲート操作が終了した場合は摩擦係数を過小に評価してしまうため，図 3.18，図 3.19 では，明瞭なピークを有するもののみをモニタリング結果から抽出してプロットした．

図 3.21 に，個々の実測値に対する摩擦係数の推定方法を示す．図 3.21 は，A ダムゲートにおいて，作用水深 h_c で得られたひずみ変化量の実測値 $\Delta\epsilon_{A_hc}$ に対して，摩擦係数を推定する場合である．推定には，実測値と隣接する 4 点の解析値を用いた．

図 3.21 では， $\Delta\epsilon_{A_hc}$ が $\mu = 0.2$ と $\mu = 0.3$ の解析値の間にあることから，まず， $\mu = 0.2$ の解析値のうち，実測時の作用水深 h_c の前後で得られた解析値 2 点をもとに，線形補間により実測時の作用水深に対応した解析値 $\Delta\epsilon_{0.2_hc}$ を算出した．同様の計算を $\mu = 0.3$ の解析値についても実施し， $\Delta\epsilon_{0.3_hc}$ を得た．

そして， $\Delta\epsilon_{A_hc}$ に対する摩擦係数 μ_{A_hc} を式 (3.9) により算出した．

$$\mu_{A_hc} = 0.2 + 0.1 \times \frac{\Delta\epsilon_{A_hc} - \Delta\epsilon_{0.2_hc}}{\Delta\epsilon_{0.3_hc} - \Delta\epsilon_{0.2_hc}} \quad (3.9)$$

h_c と $\Delta\epsilon_{A_hc}$ の値に応じて，右辺第一項の値および右辺第二項の分子，分母にある解析値が変化する．右辺第二項にかかる係数については，解析における摩擦係数 μ の刻み幅に応じて A ダムゲートでは 0.1 を B ダムゲートでは 0.05 をそれぞれ用いた．

図 3.22，図 3.23 に，個々の実測値に対する摩擦係数の推定値のヒストグラムを示す．A ダムゲートでは，摩擦係数 0.34 が最頻値となっており，52 個の摩擦係数

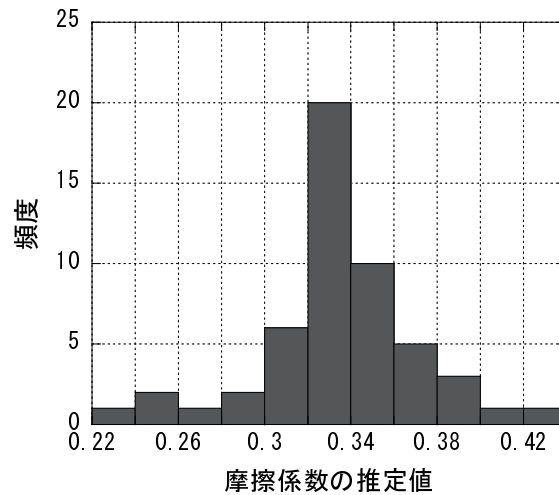


図 3.22 A ダムゲートにおける支承部摩擦係数の推定値

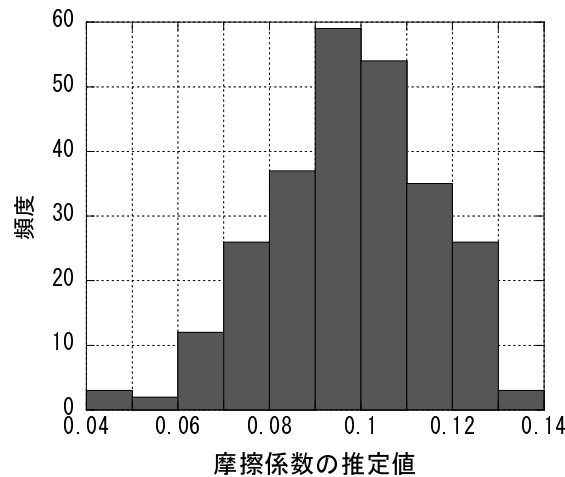


図 3.23 B ダムゲートにおける支承部摩擦係数の推定値

の推定値の平均は0.33，変動係数は0.11であった．Bダムゲートでは，摩擦係数0.10が最頻値となっており，257個の摩擦係数の推定値の平均は0.097，変動係数は0.18であった．このように，推定された摩擦係数はばらつきをもっており，ゲート操作ごとの支承部の摩擦係数の変化を示唆する結果といえる．

本章の冒頭でみたように，過去の推定例から各支承部の摩擦係数は個々に異なり，全体では図 3.1 のように右側に裾野が伸びている．これより，設計上の摩擦係数の推奨値をそのままを用いた構造安全性照査では，大きな摩擦係数まで生じる可能性を残したままの精度の低い照査となっているといえる．

一方，本論文で得られた個々の支承部における摩擦係数は，図 3.22，図 3.23 のようにばらつきを持つが，図 3.1 に比べてばらつき程度は小さい．実測をもとに推定されたばらつきの小さな摩擦係数を用いることで，設計上の摩擦係数の推

奨値をそのまま用いた構造安全性照査に比べて照査の精度を向上させることができる考える。

3.4 摩擦係数のばらつきの要因に関する考察

支承部の摩擦係数のばらつきには、図 3.1 のような支承部間の摩擦係数のばらつきと、本論文で得られた図 3.22, 図 3.23 のような個々の支承部における摩擦係数のばらつきが存在する。

異なる支承部間での摩擦係数のばらつきは、

- ・ トラニオンピンとラジアル軸受、トラニオンハブとスラスト軸受の材料の組み合わせ、門型・ π 型の架構形式などの構造諸元
- ・ ピンやハブと軸受間のクリアランスなど施工状態
- ・ 腐食劣化や接触部での給油状況など供用後の維持管理状態

などに起因していると考ええる。

個々の支承部における摩擦係数のばらつきは、

- ・ トラニオンピンとラジアル軸受、トラニオンハブとスラスト軸受の間の接触状態
- ・ 摩擦係数推定に用いる測定データの質
- ・ 摩擦係数推定における各種モデル化

などに起因していると考ええる。

これらの要因と摩擦係数のばらつきの関係を明らかにすることにより、ラジアルゲートの構造安全性照査に用いる摩擦係数の評価精度を向上させることができるものと考えるが、本論文で取り上げた事例では、上記の要因を分析するには対象となる支承部の数、測定項目が不十分である。

そのため、ここでは実務的に測定可能なゲート操作との関係を中心に、A ダム、B ダムラジアルゲートのそれぞれの支承部における摩擦係数と対比し、これらによる摩擦係数評価の精度向上の可能性について考察する

3.4.1 ゲート開度の影響

図 3.24, 図 3.25 は, それぞれ, A ダムゲート, B ダムゲートにおける, ゲート操作直前のゲート開度と摩擦係数の推定値の関係を示したものである. ゲート開度によって接触面の位置関係が異なることから, 接触状態による摩擦係数のばらつきを生じると考える.

図 3.24 の A ダムゲートでは, ゲート開度と摩擦係数の推定値の間に明瞭な相関関係はみられない. 一方, 図 3.25 の B ダムゲートについては, ゲート開度の上昇とともに摩擦係数が低下する傾向が確認できる.

文献 3.14) で指摘されているように, 摩擦力を生じる支承部の接触面では, 面圧が高く潤滑油が行きわたりづらいためより摩擦係数が高い状態になっていると推測する. したがって, 全閉期間が長いダムゲートでは, 全閉状態 (開度 0m),あるいはこれに近い小さなゲート開度付近で接触面となる部分は, 潤滑油が少ない領域にあると推測する. これに対し, 大きな開度での接触面は, 潤滑油が行きわたっている領域にあり, これらが図 3.25 のような傾向を示したひとつの原因であると考ええる.

接触状態に差を生じるものとしては, 潤滑油のほか, ピン, ハブと軸受間における腐食生成物などの介在物, 初期不整などによるクリアランス不足や片当たりなどを想定することができる. しかし, これらの接触状態に関わる要因は, 支承部を分解しないと確認できないものがほとんどであり, 摩擦係数との関係を一意に求めることは困難であると考ええる.

このほか, 放流による水頭低下により, 静水圧として作用させた水圧荷重よりも, 実際にゲートが開いた状態で作用している水圧荷重が小さく, 同じ摩擦係数でも水圧荷重の低下分曲げひずみの実測値が小さくなり, 図 3.25 のように大きな開度で摩擦係数が小さく推定される結果となった可能性もある.

ゲートの運用形態にもよるが, 支承部での摩擦力は水圧荷重に比例するので, ゲート全閉状態で水圧を受ける方が摩擦力が大きく, 脚柱での曲げ応力も大きくなる. 特に図 3.25 のような傾向が見られるゲートであれば, 全閉付近の推定結果を用いることで, より実態に即した精度の高い構造安全性照査につながれると考える.

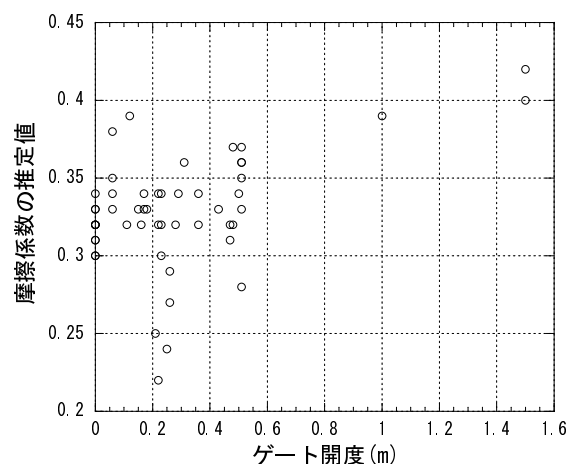


図 3.24 A ダムゲートにおけるゲート開度と摩擦係数推定値の関係

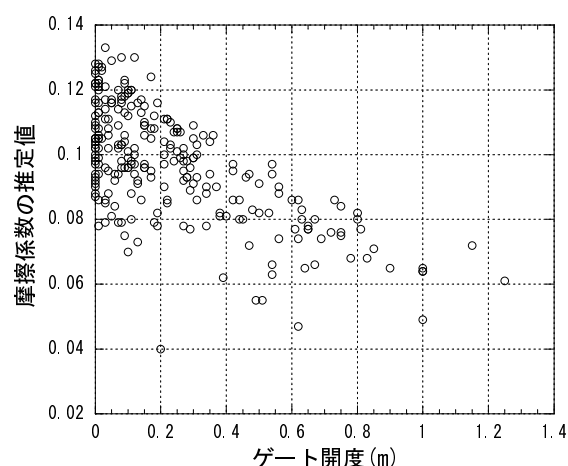


図 3.25 B ダムゲートにおけるゲート開度と摩擦係数推定値の関係

3.4.2 ゲート操作間隔の影響

3.2.4 小節で述べたように、支承部の摩擦力は、ゲート操作終了後も残留すると考えられる。ここで、残留期間が限定され、いずれ解放されるとすれば、ゲート操作間隔（摩擦係数を推定したゲート操作の開始時刻と、その前のゲート操作の終了時刻との間隔）が長くなるほど、摩擦係数の推定値は小さくなると予想される。

これにより、摩擦力の残留という荷重のモデル化に起因した摩擦係数のばらつきを生じることになると考える。

図 3.26, 図 3.27 は、それぞれ、A ダムゲート, B ダムゲートにおける、ゲート操作間隔と摩擦係数の推定値の関係を示したものである。これらの図によると、摩擦力が解放される場合に推測される、操作間隔と摩擦係数推定値との間の負の相関関係が見られない。そのため、支承部の摩擦係数のばらつきにおいて、摩擦

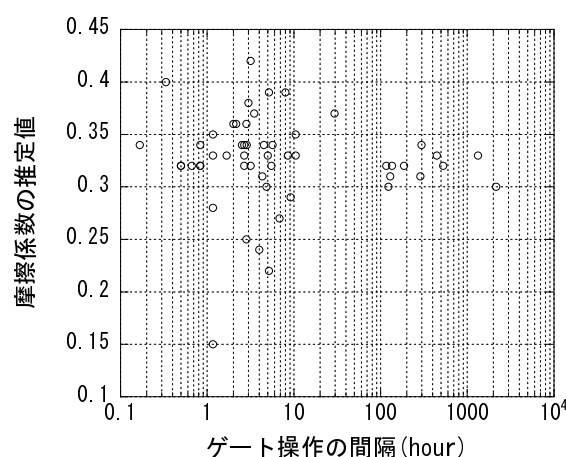


図 3.26 A ダムゲートにおけるゲート操作間隔と摩擦係数推定値の関係

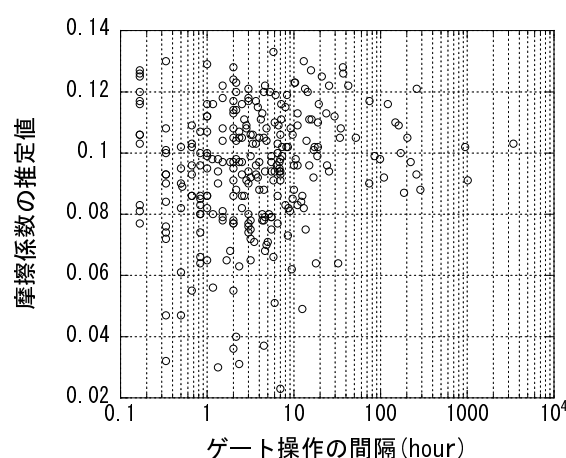


図 3.27 B ダムゲートにおけるゲート操作間隔と摩擦係数推定値の関係

力残留というモデルによる影響は少なかったと考える。

さらに、モニタリング期間中、ゲート操作終了時の摩擦力が解放されることなく残留しており、また、1年以上のモニタリング期間によってゲート操作間隔のほぼ上限を得ていると考えると、Aダムゲート、Bダムゲートの支承部では、摩擦力が常時残留していると考えるのが妥当である。

3.5 3章のまとめ

ラジアルゲート支承部における摩擦係数の供用中の変化を把握することを目的として、供用中のダムゲート2地点2門において、脚柱のうち支承部の摩擦力による曲げモーメントが大きい断面を選び、同断面内のひずみ変化のモニタリングを1年余りにわたって行った。実際の放流中に得られたゲート操作時のひずみ変化をもとに、ゲート操作ごとの支承部の摩擦係数を推定した。

ゲート操作時のひずみ変化には、ひとつ前のゲート操作終了時から残留している摩擦力の影響が含まれており摩擦係数の推定にはこれを考慮する必要があること、モニタリング対象ゲートではゲート操作が行われていない期間も摩擦力が常に残留し続けていたことを明らかにした。

モニタリングの結果から推定された摩擦係数はゲート操作ごとに異なっており、供用中に支承部の摩擦係数がばらつくこと、ばらつきの程度は多くの測定例にみられるゲート毎の摩擦係数のばらつきに対して小さいことを明らかにした。

3章の参考文献

- 3.1) 中島正人, 山本広祐. 経年化したダム洪水吐きゲートの構造信頼性評価方法の提案. 電力中央研究所報告 N05002, 2006.
- 3.2) Masato Nakajima and Kosuke Yamamoto. Method for evaluating structural reliability of radial gates. *Hydro Review Worldwide*, Vol. 16, No. 5, pp. 14–19, 2008.
- 3.3) R. V. Todd. Folsom spillway gate failure and lessons learned. *Proceedings of Congress of International Association for Hydraulic Research*, Vol. 27-D, pp. 66–71, 1997.
- 3.4) H. Føsker, H. Bjørndal, and T. Ellefsrød. Strain gauge measurements of friction on radial dam gate bearings. *Waterpower XIII Technical Papers CD-ROM*, 2003.
- 3.5) P.A. Leach. Spillway gate evaluation and rehabilitation. *Waterpower XIII Technical Papers CD-ROM*, 2003.
- 3.6) B. MacTavish, J. Westermann, B. Taleb, and R. MacLeod. Tainter gate trunnion bearing testing. *Waterpower XIII Technical Papers CD-ROM*, 2003.
- 3.7) 川崎真治, 中辻健, 川村文人. ラジアルゲート軸受部付近の摩擦係数推定の試み. 水門鉄管, No. 221, pp. 79–83, 2005.
- 3.8) 水門鉄管協会. 水門鉄管技術基準 水門扉編 ー付解説ー 第5回改訂版. 2007.
- 3.9) ダム・堰施設技術協会. ダム・堰施設技術基準（案）基準解説編・マニュアル編. 2011.

- 3.10) 塩竈裕三, 神藤謙一, 遠藤義彦. ラジアルゲート脚柱応力の常時モニタリングによる支承部摩擦特性の評価. 電力中央研究所報告 N05027, 2006.
- 3.11) 塩竈裕三. ラジアルゲート支承部の摩擦抵抗モニタリング. 土木学会論文集 A, Vol. 65, No. 1, pp. 1–14, 2009.
- 3.12) 塩竈裕三, 山本広祐, 齋藤潔. 電力土木施設の維持管理に有効なネットワーク型遠隔観測システムの開発. 電力中央研究所報告 U00067, 2001.
- 3.13) SIMULA. *Abaqus Analysis User's Manual ver.6.11*. 2011.
- 3.14) H. Føsker, H. Bjørndal, and T. Ellefsrød. Bearing up under the strain. *International Water Power & Dam Construction*, Vol. 53, No. 8, pp. 39–41, 2003.

4章 静水圧荷重による脚柱応力の不確実性

4.1 はじめに

ラジアルゲートを含むゲートにおける主たる荷重は静水圧荷重である。ダム
の越流部に設置されるゲートでは、貯水池の水位とゲート自身の開度で計算さ
れるゲートへの作用水深から静水圧荷重を求める。ラジアルゲートのような引
き上げ式のゲートでは、貯水池の水位は同じでも開度が大きいほどゲートへの
作用水深は小さくなるので、一般にゲート全閉状態を仮定して、そこに常時満水
位、設計洪水位などの照査水位による作用水深をもとに静水圧荷重を算定する。

静水圧荷重の根源は降雨作用である。降雨作用は極めて確率的な現象である
が^{4.1)}、これを貯水池の水位に換算するには、確率降雨の設定から、降雨波形、流
出モデル、流量ハイドログラフの作成、そしてゲート操作のモデル化など数多
くの変換過程が必要である。降雨波形に関する端野の検討^{4.2)}、流出モデルに関
する佐山らの検討^{4.3)}、ダム操作による洪水最大流量の変化に関する舘澤らの検
討^{4.4)}など、個々の変換過程を確率的に取り扱った事例がある。しかし、各変換過
程で生じる不確実性を個別に評価しつつ、最終的なダム貯水位の確率モデルを
一貫して検討した事例は見当たらない。

これらの多くの不確実性が混在するダム貯水位に、さらに同じく確率的な現
象である風作用^{4.1)}を根源とする風波浪高さ^{4.5), 4.6)}を考慮すると、極めて複雑な確
率現象となり、個別の変換過程を確率的に取り扱って最終的なダムゲートへの作
用水深を確率モデルとして提示することは容易ではない。

一方、操作することにより貯水池の水位を調整するというダムゲートの性格
に照らせば、ダム本体への静水圧荷重は、ゲート操作によって制御されるもので
あり、常時満水位や設計洪水位など、一定の水位を仮定してモデル化される固定
作用と考えることができる。

本章の冒頭に述べたとおり、ゲートに作用する静水圧荷重は同じ貯水池水位
でもゲートの開度により変化するが、ゲート全閉状態を仮定して常時満水位や

設計洪水位に制御される水位を用いてゲートへの作用水深を算出すれば、それはゲートに作用する静水圧荷重の上限値となり、この上限値を固定作用と考えることができる。したがって、静水圧荷重に対するゲートの応答においては、荷重そのものの不確実性よりも、荷重をもとに部材の応答を計算する構造解析に関わる不確実性の方が、最終的な応答の不確実性に与える影響が相対的に大きくなると考える。

構造解析に関わる不確実性については、たとえば部分安全係数を用いた構造安全性照査^{4.7)}においては構造解析係数などとして考慮されるべき不確実性とされている。しかし、ダムゲートに限らず土木鋼構造物全体を見渡しても構造解析に関わる不確実性に関してこれを検討した事例は少ない。

鋼橋においては、実応力比に関する検討^{4.8)-4.10)}、地震時の動的応答解析における解析法間の精度比較^{4.11)}などがわずかにみられるのみである。

ダムゲートについては、ラジアルゲートを対象として計算と実測の比較を試みた中村らの検討例^{4.12), 4.13)}がある。文献 4.12) では、既設ゲートの応力測定結果を示し、許容応力度との比較において、発生応力がどのレベルにあるかという視点で既設ゲートの静的構造特性がまとめられている。また、設計計算法の合理性に関わる検討として、設計計算、シェルフレーム解析と実測とを比較している。実測との比較では、対象が1門のみでの検討であり、定性的な評価にとどまっている。文献 4.13) では、既設ゲート6門の脚柱について、設計計算応力、有限要素解析応力と実測応力を比較して、解析応力に対する実測応力の比により、解析応力がもつ不確実性の定量化を試みている。

脚柱は軸圧縮力と2軸の曲げを受ける部材であり、これらによって発生する軸応力成分、曲げ応力成分はそれぞれ不確実性の程度が異なると考えられ、また、技術基準^{4.5), 4.6)}における安全性照査でも、これらの応力成分を分けた上で、応力ベースでの座屈照査が行われる。しかし、文献 4.13) では、応力測定点ごとの評価になっており、断面力に応じた検討となっていない。

そこで、本論文では、静水圧荷重によって脚柱に生じる軸応力、曲げ応力について、設計計算式による算出応力と実測応力を比較し、設計計算式による応力算定が持つ不確実性を明らかにする。また、実測応力を応力照査に用いる際に考慮すべき不確実性について言及し、これを定量化する^{4.14)}。

4.2 対象ゲート

9電力会社（北海道，東北，東京，中部，北陸，関西，中国，四国，九州）および電源開発の計10社の協力を得て各社が保有するダムゲートでの応力測定データを収集した^{4.14)}。

まず，応力測定，板厚測定等の実績についてアンケートを行い，応力測定実績を有するゲートのうち竣工図や構造計算書等，検討を進める上で必要なデータが揃っている地点を対象に改めてデータ提供を依頼し，応力測定データの提供を受けた．竣工図や各種調査結果から構造の詳細を明らかにできない地点，応力測定時の静水圧荷重条件が小さい地点などを除き，最終的に25地点31門を検討対象ゲートとした．

静水圧荷重条件の小さい地点を除外した理由は，小さい荷重条件での応答にはゲート底部と戸当りの摩擦など，実際に応力照査を行う荷重条件では無視しうる微小な境界条件の影響が相対的に大きく表れ，静水圧荷重に対する応答を十分に反映していないと考えたことによる．本論文では，荷重条件の大小を応力測定時の最大水深により判断して，対象ゲートとするかどうかを決定した．具体的には，図4.1に示すように，片側2本脚柱のゲートでは扉高と上段主桁上流端高さの中間高さ以上の水深で応力測定が行われているゲートを，片側3本脚柱のゲートでは上段主桁上流端高さ以上の水深で応力測定が行われているゲートを本論文の検討対象とした．

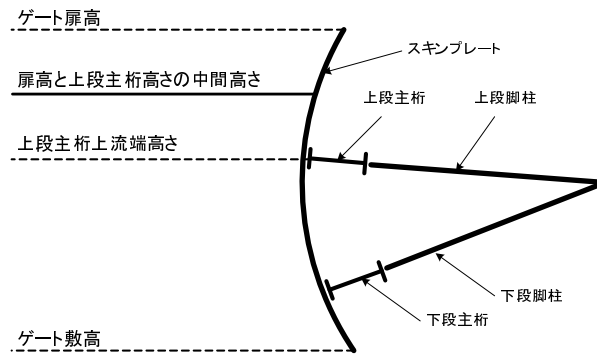
4.2.1 対象ゲートの緒元

表4.1に対象としたラジアルゲートの諸元を示す．地点名の横に「*」がついている地点は，1地点あたり2門で応力測定が実施されている地点である．

図4.2は，対象25地点と，ダムに設置される各種ゲートについて取りまとめられたゲート総覧^{4.15)~4.19)}のうちクレストラジアルゲート373地点（本論文の対象25地点およびゲート総覧に記載のない4地点を含む）について，ゲートの扉体形式，脚柱補剛形式および脚柱本数の組み合わせで，地点数が多い順に上位5形式とそれ以外でまとめたものである．

ゲートの扉体形式，脚柱補剛形式，脚柱本数の分類はゲート総覧に準じ，以下の組み合わせ45形式で分類した．

【片側2本脚柱のゲートの場合】



【片側3本脚柱のゲートの場合】

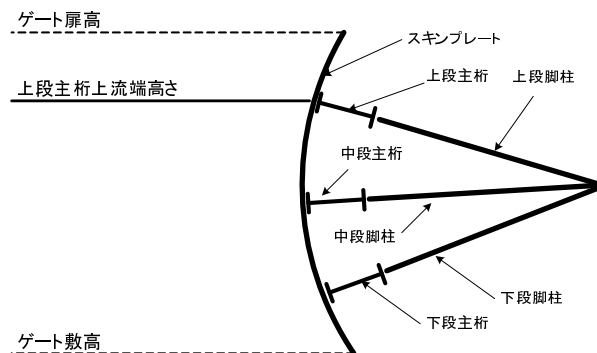


図 4.1 検討対象ゲートの選定における応力実測時の最大水深の目安

表 4.1 対象ゲートの諸元

地点名	扉体寸法(mm)				構造形式				設置年
	純径間	扉高	扉体半径	ビン高さ	扉体構造	平面架構	脚柱補剛	補剛トラス	
001	9,000	10,250	10,650	5,796	縦トラス桁横主桁	π型	トラス	K型	1990
002	9,000	8,550	10,500	5,800	縦トラス桁横主桁	門型	トラス	K型	1948
003*	9,091	10,300	11,400	7,735	縦トラス桁横主桁	π型	トラス	K型	1982
004*	9,000	8,980	10,500	5,300	縦トラス桁横主桁	門型	トラス	K型	1953
005	9,090	9,740	12,192	7,315	縦トラス桁横主桁	π型	トラス	K型	1972
006*	7,576	6,560	8,020	3,175	縦連続桁横主桁	門型	トラス	N型	1980
007*	11,500	15,960	15,000	9,560	縦トラス桁横主桁	π型	ラーメン	-	1961
008	10,300	8,500	9,500	4,500	縦トラス桁横主桁	π型	トラス	K型	1955
009	7,575	6,400	6,500	3,300	縦連続桁横主桁	門型	トラス	N型	1994
010	11,000	9,300	10,000	4,400	縦トラス桁横主桁	π型	トラス	K型	1953
011	9,200	12,600	12,500	6,350	縦連続桁横主桁	π型	トラス	N型	1963
012	8,600	8,800	10,000	2,800	縦連続桁横主桁	π型	トラス	N型	1985
013	9,000	6,550	6,800	2,043	縦トラス桁横主桁	π型	トラス	K型	1970
014*	9,000	8,000	11,500	7,800	縦トラス桁横主桁	π型	トラス	K型	1995
015	7,576	6,353	7,600	3,883	縦連続桁横主桁	π型	トラス	N型	2000
016	11,500	9,500	8,500	6,700	縦トラス桁横主桁	π型	ラーメン	-	1963
017	6,060	9,100	12,120	5,774	縦トラス桁横主桁	門型	トラス	K型	1938
018	9,000	12,000	13,000	7,300	縦連続桁横主桁	π型	トラス	N型	1968
019	8,000	6,500	7,300	2,500	縦連続桁横主桁	門型	トラス	N型	1982
020*	8,000	6,800	7,500	4,000	縦連続桁横主桁	π型	トラス	N型	1996
021	9,000	5,600	7,000	3,000	縦連続桁横主桁	π型	トラス	N型	1973
022	7,400	7,450	9,500	5,500	縦トラス桁横主桁	門型	トラス	N型	1954
023	10,908	6,225	6,515	3,636	縦連続桁横主桁	門型	トラス	X型	1932
024	8,000	9,100	10,000	4,400	縦連続桁横主桁	π型	トラス	N型	1985
025	8,250	8,850	9,000	4,450	縦トラス桁横主桁	π型	トラス	K型	1955

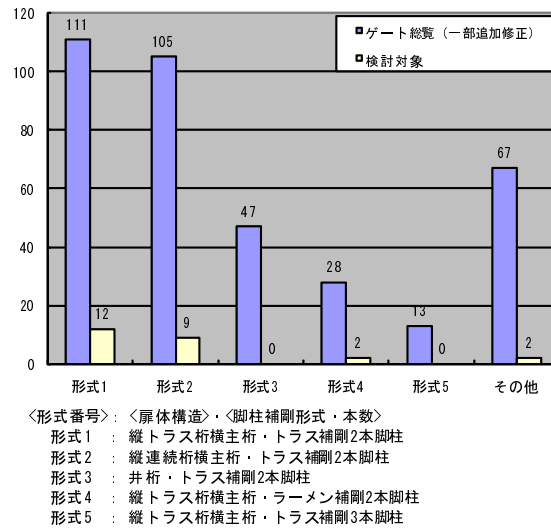


図 4.2 検討対象ゲートとゲート総覧記載ゲートの構造形式比較

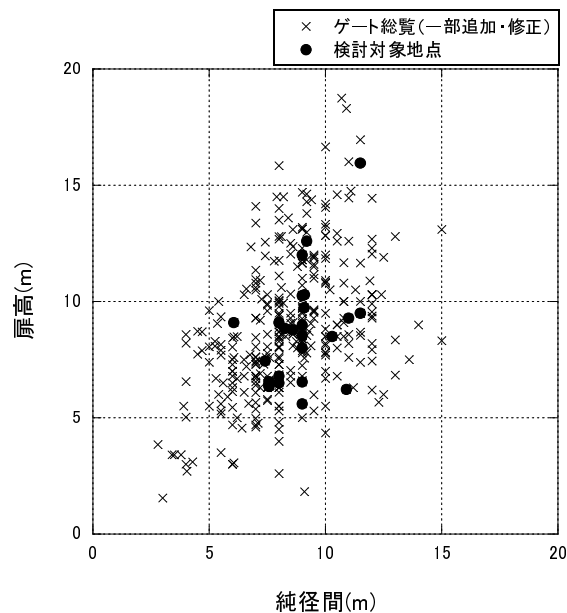


図 4.3 検討対象ゲートとゲート総覧記載ゲートのゲート規模比較

【扉体形式】（5種類）

- ・縦トラス桁横主桁
- ・縦連続桁横主桁
- ・横連続桁縦主桁
- ・井桁
- ・上記以外の形式

【脚柱補剛形式】（3種類）

- ・トラス補剛

- ・ラーメン補剛
- ・上記以外の形式

【脚柱本数】(3種類)

- ・2本
- ・3本
- ・上記以外の本数

なお、ゲート総覧記載地点のうち、本論文の対象地点と重複する地点については、提供を受けたデータをもとに一部の地点で構造形式の分類の修正を行っている。

図4.2によると、ゲート総覧記載地点では、地点数の上位2形式（縦トラス桁横主桁トラス補剛2本脚柱および縦連続桁横主桁トラス補剛2本脚柱）で全373地点の半数以上となる216地点を占めており、これらの形式がラジアルゲートの主要な構造形式といえる。本論文で対象とした地点も、これらの2形式が多数を占めており、特殊な構造形式の選択となっていないことが分かる。

図4.3は、ゲート総覧記載地点と本研究の対象地点のゲート規模を比較したものである。検討対象地点は分布の中心付近にあり、極端に大きなゲートや、小さなゲートが選択されていない。

以上より、本論文で扱うラジアルゲートは、標準的な形式、規模のゲートであると考えられる。

4.2.2 実測応力の取り扱い

図4.4に対象ゲートにおける主な応力測定断面および断面内の応力測定位置を示す。1本の脚柱あたり主桁に近い断面とトラニオンに近い断面の2断面で主に測定が行われており、ひとつの断面内ではフランジの上下端の計4点で測定が行われていた。

設計計算応力、実測応力の相互比較を行う際には、各応力測定点ごとではなく、軸力成分、水平曲げ成分、鉛直曲げ成分、ねじり成分に分解し、このうち脚柱の応力照査に用いられている軸力成分、水平曲げ成分、鉛直曲げ成分それぞれについて比較を行った。各応力成分への分解においては、断面内に図4.5のように軸力成分、水平曲げ成分、鉛直曲げ成分、ねじり成分（脚柱のねじりによっ

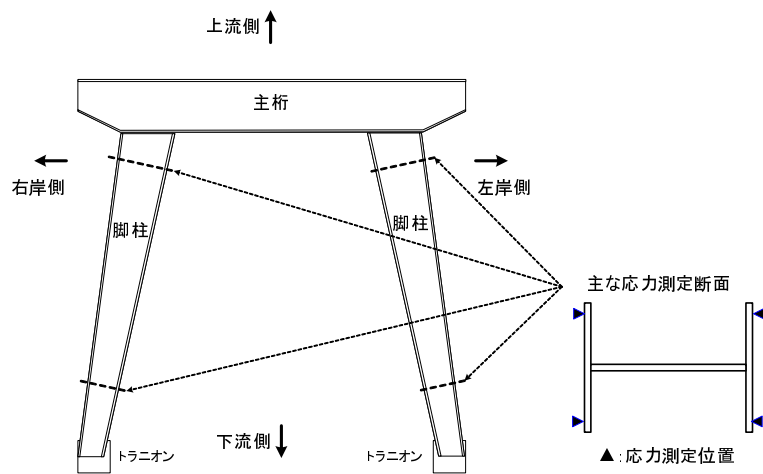


図 4.4 主な応力測定断面と断面内の応力測定点

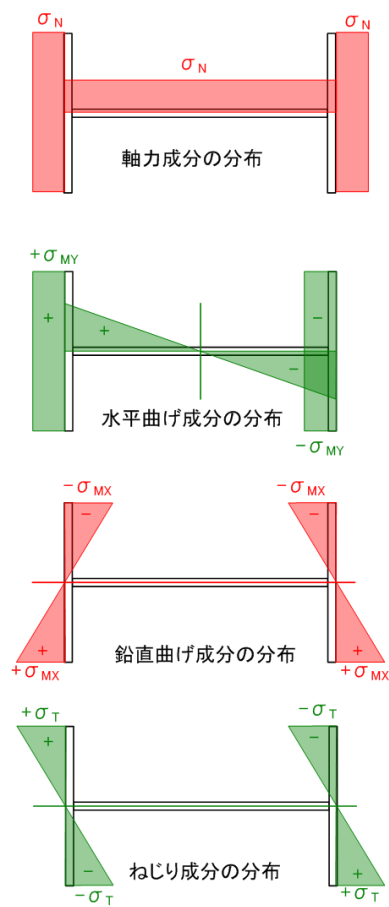
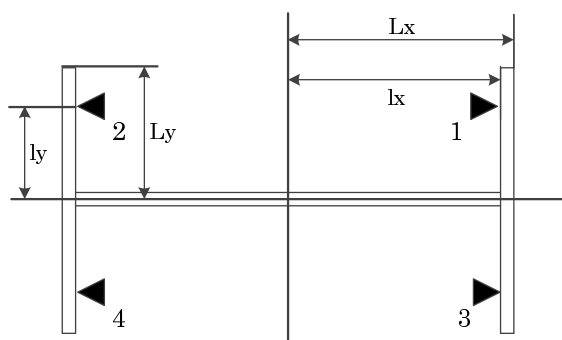


図 4.5 脚柱断面内の各応力成分の分布



▲ 応力測定位置

図 4.6 中立軸から応力測定位置および断面縁までの距離

て生じる脚柱軸方向の応力成分) が分布するものと仮定し、断面内4隅の応力測定データをもとにこれら4成分に分解して断面縁での応力を求めた。

軸力成分，鉛直曲げ成分，水平曲げ成分，ねじり成分の具体的な計算は次のように実施した。

まず，図 4.5 に示した各応力成分によるフランジ縁での応力の大きさをそれぞれ軸力成分 σ_N ，鉛直曲げ成分 σ_{MX} ，水平曲げ成分 σ_{MY} ，ねじり成分 σ_T で表す。

そして，断面内4隅の各応力測定点での応力値を $\sigma_1 \sim \sigma_4$ とし，各応力測定点の中立軸からの距離に応じた係数行列 A によって，式 (4.1) のように，縁応力 σ_N ， σ_{MX} ， σ_{MY} ， σ_T と実測応力 $\sigma_1 \sim \sigma_4$ とを関係付ける。

たとえば，図 4.6 に示すように，H型の脚柱断面の4隅に中立軸に対して対称に応力測定点があり，中立軸から断面縁までの距離が L_X ， L_Y ，各応力測定点までの距離が l_X ， l_Y であるとき，式 (4.1) の係数行列 A は式 (4.2) となる。

$$\begin{pmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \sigma_4 \end{pmatrix} = A \begin{pmatrix} \sigma_N \\ \sigma_{MX} \\ \sigma_{MY} \\ \sigma_T \end{pmatrix} \quad (4.1)$$

$$A = \begin{pmatrix} +1 & -\frac{l_y}{L_y} & -\frac{l_x}{L_x} & -\frac{l_y}{L_y} \\ +1 & -\frac{l_y}{L_y} & +\frac{l_x}{L_x} & +\frac{l_y}{L_y} \\ +1 & +\frac{l_y}{L_y} & -\frac{l_x}{L_x} & +\frac{l_y}{L_y} \\ +1 & +\frac{l_y}{L_y} & +\frac{l_x}{L_x} & -\frac{l_y}{L_y} \end{pmatrix} \quad (4.2)$$

そして，式 (4.1) の両辺に左から A の逆行列 A^{-1} を作用させた式 (4.3) により，各応力測定点での応力値 $\sigma_1 \sim \sigma_4$ から，軸力，鉛直曲げ，水平曲げ，ねじりによる各

縁応力 σ_N , σ_{MX} , σ_{MY} , σ_T を算出する.

$$\begin{pmatrix} \sigma_N \\ \sigma_{MX} \\ \sigma_{MY} \\ \sigma_T \end{pmatrix} = A^{-1} \begin{pmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \sigma_4 \end{pmatrix} \quad (4.3)$$

実測応力については、測定中の温度変化や日照の変化、ガセットプレートや隅角部近傍での局所応力といった、静水圧荷重で生じる断面力による応答以外の二次的な応力変化の影響が含まれている可能性もある。本論文では、応力測定時の水深の増減に対して応力測定値が連続的に変化していること、測定断面の他の応力測定値に対して極端に異なる応力値を示していないことが定性的に確認できれば、応力測定値は静水圧荷重で生じる断面力による応答を正しく与えているものとして扱った。

4.3 設計計算応力の不確実性

4.3.1 設計計算応力の算出

設計計算応力に対する実ゲートでの発生応力のばらつきを検討するにあたっては、比較の元になる設計計算式について標準的な計算式を設定する必要がある。本論文では、水門扉設計参考例^{4.20)}に記載された計算式を標準的な応力の算出式として採用し、対象とする25地点31門のラジアルゲートに対し、各地点での応力測定時の最大水深における応力測定断面での応力を計算した。

水門扉設計参考例^{4.20)}は、ゲートの設計計算において参照される代表的な文献であり、標準的な計算法として扱っても良いと考えられ、本論文の検討範囲において他のゲート設計計算例^{4.21), 4.22)}と整合している。

計算では静水圧荷重のみを考慮し、応力測定に現れないゲートの自重等は考慮していない。

応力計算に必要となる部材の板厚については、上段架構、下段架構（3本脚柱では加えて中段架構）それぞれの主桁ウェブ、フランジ、そして脚柱ウェブ、フランジごとに、板厚測定結果があるものはその平均板厚を、測定結果が無いものについては設計板厚を代表板厚として用いた。

主桁の断面性能計算におけるスキンプレート等の補助部材との協働効果については、水門扉設計参考例にならってこれを考慮しないこととした。

リベットにより型鋼，鋼板を集成した部材が用いられている場合については，リベット孔部分を断面性能から除外せず，集成材が一体となっているものとして断面性能を計算した．

主桁，脚柱で構成されるラーメン構造の計算に用いるトラニオン位置での支持条件については，水門扉設計参考例にならない固定支持条件とした．

対象ゲートのほとんどで，上流側から下流側へと断面が漸縮する変断面脚柱が用いられていた．これら変断面脚柱に対しては，等価剛性を設定する必要があるが，水門扉設計参考例では等断面脚柱のみを扱っておりこれを参考にできない．そこで本論文では，対象ゲートの多くで，その設計計算において使用されていた次の等価断面計算式^{4,23)}を採用した．

$$I = \left\{ 0.20 + 0.80 \left(\frac{I_{min}}{I_{max}} \right)^{\frac{2}{3}} \right\} I_{max} \quad (4.4)$$

ここで，

I ：等価断面2次モーメント

I_{max} ：最大断面の断面2次モーメント

I_{min} ：最小断面の断面2次モーメント

なお，最大断面と最小断面の位置は図4.7に示すとおりで，最大断面については主桁の部材軸（スキンプレートを考慮しない）と脚柱の部材軸の交点位置で脚柱部材軸に直交する断面，最小断面については支点位置で脚柱部材軸に直交する断面とした．

以上のように設定したラーメン構造計算モデルにより，脚柱の応力測定断面での断面力を算出し，軸力によって生じる軸応力およびラーメン構造面内曲げモーメント（一般に，ラーメン構造の面が水平に近いことから，以下，水平架構面，水平曲げモーメントなどと呼ぶ）によって生じる断面縁での曲げ応力を計算した．

一般に静水压荷重条件では，脚柱に生じる水平架構面に直交する方向の曲げモーメント（以降，鉛直曲げモーメント等と呼ぶ）は小さいものとして，設計計算上は鉛直曲げモーメントを0としている．本論文でも，静水压荷重に対する鉛直曲げモーメントを0として扱う．したがって，設計計算上の鉛直曲げ応力成分も0となる．

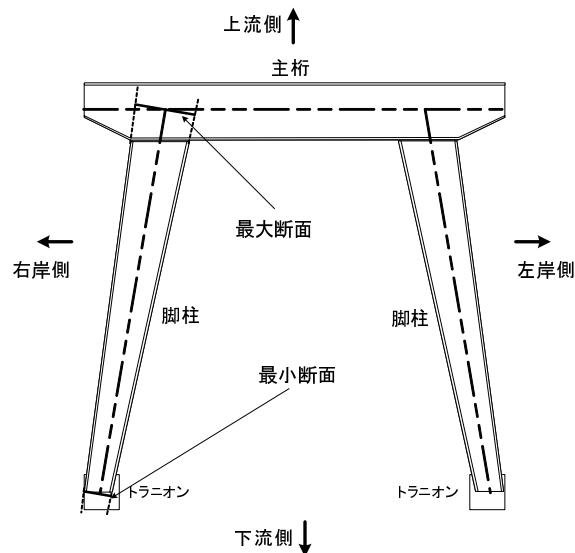


図 4.7 等価断面計算に用いる脚柱の最大断面と最小断面の位置

4.3.2 設計計算応力と実測応力の比較

対象 25 地点 31 門のラジアルゲートにおける脚柱の応力測定断面計 269 断面について、設計計算により算出した軸応力、水平曲げ応力および鉛直曲げ応力と、それぞれに対応する実測応力を比較した。

図 4.8 は、軸応力成分について設計計算応力と実測応力を比較したものである。水平軸は設計計算による軸応力を、鉛直軸は実測による軸応力をそれぞれ表す。負の応力値は圧縮応力を意味する。図中の斜線は、設計計算応力と実測応力が一致する線である。図 4.8 から、設計計算応力と実測応力は概ね 1 対 1 の比例関係にあることがわかる。また、設計計算応力が圧縮側へ増加するにつれて実測応力との差のばらつきも大きくなる傾向がある。

図 4.9 は、水平曲げ応力成分について、設計計算応力と実測応力を比較したものである。水平軸は設計計算による水平曲げ応力を、鉛直軸は実測による水平曲げ応力をそれぞれ表す。水平軸、鉛直軸いずれもピア側フランジが圧縮側となるような曲げモーメントが作用する場合に正の応力値となるように符合を採っている。設計計算による水平架構面内の曲げモーメントは図 4.10 のように分布するため、設計計算応力が正值となっているのはトラニオンに近い断面での計算値であり、設計計算応力が負値となっているのは主桁に近い断面での計算値である。

図 4.9 から、設計計算応力と実測応力は概ね 1 対 1 の比例関係にあることが分

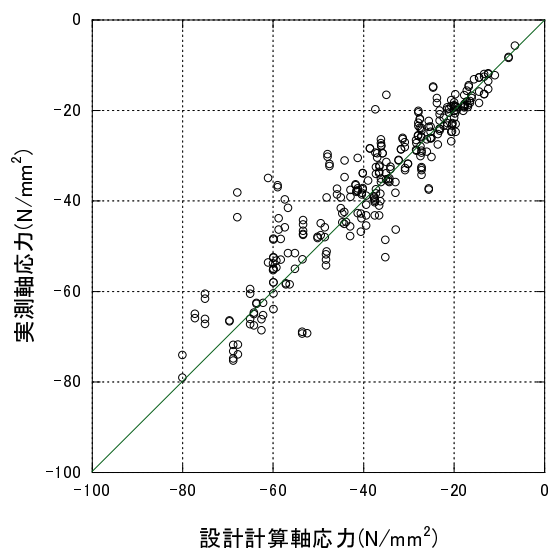


図 4.8 軸応力成分に関する実測応力と設計計算応力の比較

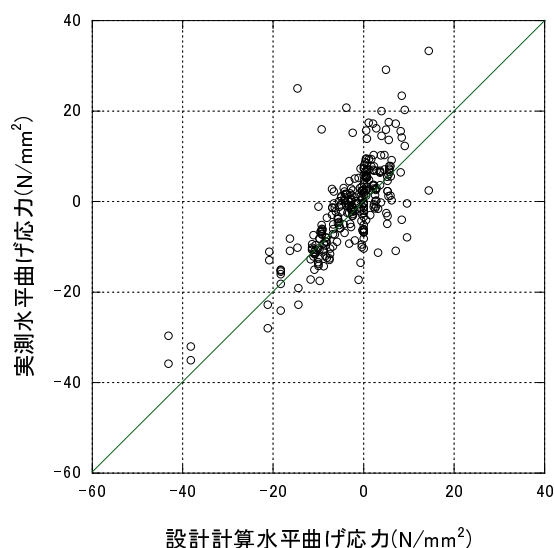


図 4.9 水平曲げ応力成分に関する実測応力と設計計算応力の比較

かる．しかし，図 4.8 の軸応力成分での比較とは異なり，設計計算水平曲げ応力の絶対値が増加するにつれて実測応力との差のばらつきが大きくなるような傾向はなく，設計計算応力が 0 となる近傍でも大きな差が生じている．図 4.4 で説明したように，対象ゲートにおける主な応力測定断面は，脚柱のうち主桁あるいはトラニオン近傍に設けられていた．そのため，設計計算水平曲げ応力が 0 に近い値となるのは，図 4.10 の脚柱の曲げモーメント分布のうち脚柱中間付近の曲げモーメントの方向が反転する断面で測定が行われたのではなく，主桁における脚柱取り付け位置を主桁中央側に寄せ，計算上脚柱に生じる水平曲げモーメントが小さくなるよう配慮した π 型のゲートでの計算値である．

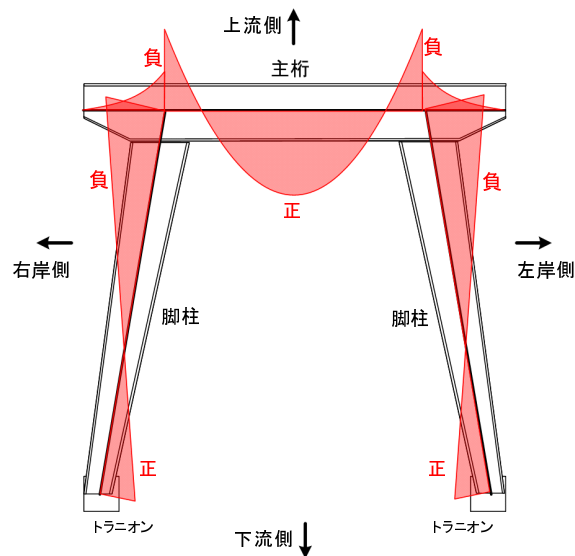


図 4.10 設計計算による水平架構面内の曲げモーメント分布

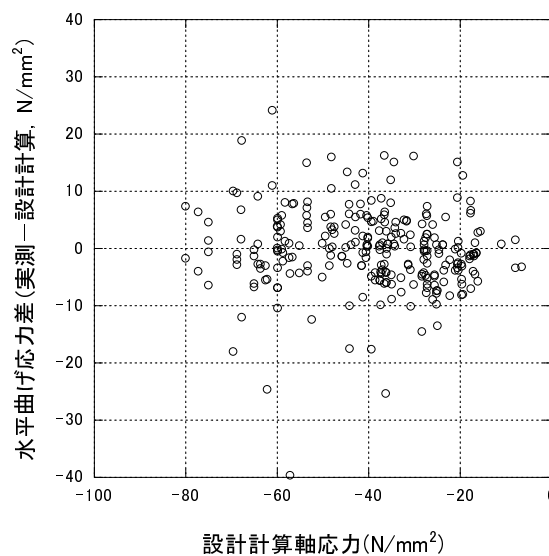


図 4.11 水平曲げ応力成分に関する実測応力と設計計算応力の差と設計計算軸応力の比較

図 4.11 は、設計計算軸応力と、設計計算による水平曲げ応力と実測の曲げ応力の差（実測水平曲げ応力－設計計算水平曲げ応力）とを比較したものである。図 4.11 から、設計計算軸応力が圧縮側へ増加するとともに、設計計算による水平曲げ応力と実測の曲げ応力の差のばらつきも大きくなる傾向がみられた。

図 4.9、図 4.11 に現れた傾向は、次の理由によると考える。すなわち、設計計算上は生じないような水平曲げ応力が実ゲートで生じるのは、製作、据付時の不整によるものである。そして、不整による曲げ応力は軸応力に代表される荷重の大きさに依存して変化し、大きな軸応力が発生する場合には不整の影響も大

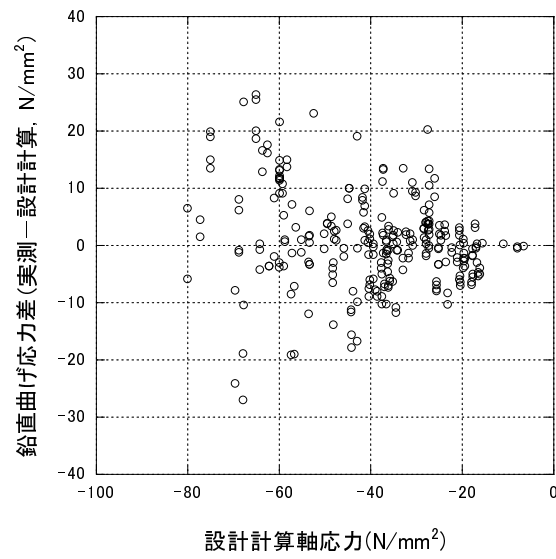


図 4.12 鉛直曲げ応力成分に関する実測応力と設計計算応力の差と設計計算軸応力の比較

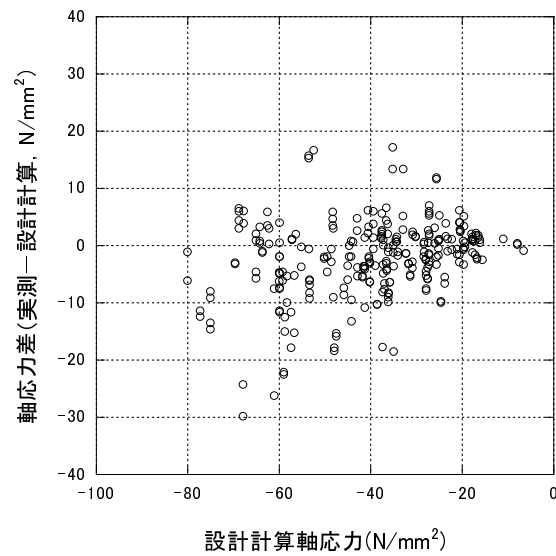


図 4.13 軸応力成分に関する実測応力と設計計算応力の差と設計計算軸応力の比較

きくなり結果として設計計算応力と実測応力の差のばらつきも大きくなる．

図 4.12 は、図 4.11 に準じて設計計算軸応力と、設計計算による鉛直曲げ応力と実測の鉛直曲げ応力の差（実測鉛直曲げ応力－設計計算鉛直曲げ応力）とを比較したものである．図の水平軸は設計計算による軸応力を表す．4.3.1 小節で述べたように、静水圧荷重に対して生じる脚柱の鉛直曲げ応力は小さいものとして、設計計算では鉛直曲げ応力を 0 としている．そのため、図 4.12 においても、設計計算応力を 0 として、実測された鉛直曲げ応力との差をとっている．したがって、鉛直軸は実測の鉛直曲げ応力そのものを表わす．鉛直軸の符号は、脚柱断面の鉛直上端が圧縮側となる曲げの方向を正としている．

図 4.12 から、設計計算上、静水圧荷重に対する鉛直曲げ応力の影響は省略されているが、実際のゲートでは鉛直曲げ応力が少なからず生じていることがわかる．また、設計計算軸応力が圧縮側へ増加するとともに設計計算鉛直曲げ応力と実測鉛直曲げ応力の差（実測鉛直曲げ応力そのもの）のばらつきが大きくなる傾向にある．

図 4.11、図 4.12 から、水平曲げ応力成分、鉛直曲げ応力成分に関しては、設計計算応力と実測応力の差、すなわち設計計算に関わる不確実性は脚柱の設計計算軸応力の大きさに依存していると考えられる．また、軸応力成分に関する図 4.8 も同様に、設計計算応力と実測応力の差は脚柱の設計計算軸応力に依存していると考えられる．実際に、図 4.11、図 4.12 と同様の図で表わせば、図 4.13 となり、設計計算軸応力が圧縮側へ大きくなるにつれて設計計算軸応力と実測軸応力の差のばらつきが大きくなる傾向がある．

4.3.3 設計計算応力の不確実性に関するまとめ

脚柱の軸、水平・鉛直曲げの各応力成分において、設計計算応力と実測応力の差は、設計計算軸応力に依存していると考えられる．これらを次式で表わす．

$$\sigma_{c_m} = \sigma_{c_d} + A_c \cdot \sigma_{c_d} \quad (4.5)$$

$$\sigma_{bch_m} = \sigma_{bch_d} + A_{bch} \cdot \sigma_{c_d} \quad (4.6)$$

$$\sigma_{bcv_m} = \sigma_{bcv_d} + A_{bcv} \cdot \sigma_{c_d} \quad (4.7)$$

ここで、

σ_{c_m} , σ_{bch_m} , σ_{bcv_m} : 実測による軸応力, 水平曲げ応力, 鉛直曲げ応力

σ_{c_d} , σ_{bch_d} , σ_{bcv_d} : 設計計算による軸応力, 水平曲げ応力, 鉛直曲げ応力

A_c , A_{bch} , A_{bcv} : 設計計算による軸応力, 水平曲げ応力, 鉛直曲げ応力が持つ不確実性を表わす確率変数

A_c , A_{bch} , A_{bcv} の統計的性質は, 式(4.5)から式(4.7)より, それぞれ $(\sigma_{c_m} - \sigma_{c_d})/\sigma_{c_d}$, $(\sigma_{bch_m} - \sigma_{bch_d})/\sigma_{c_d}$ および $(\sigma_{bcv_m} - \sigma_{bcv_d})/\sigma_{c_d}$ をサンプリングすることで推定できる. 図4.13, 図4.11および図4.12に示した269断面について, $(\sigma_{c_m} - \sigma_{c_d})/\sigma_{c_d}$, $(\sigma_{bch_m} - \sigma_{bch_d})/\sigma_{c_d}$ および $(\sigma_{bcv_m} - \sigma_{bcv_d})/\sigma_{c_d}$ を算出してヒストグラムにしたものが, 図4.14から図4.16である.

図4.14から図4.16をもとに, 各応力成分が持つ不確実性を表4.2にとりまとめる. ラジアルゲート脚柱の軸応力, 水平曲げ応力, 鉛直曲げ応力については, それぞれ実測応力と設計計算応力の差(設計計算応力-実測応力)の設計計算軸応力に対する比でまとめた. この比の平均はほぼ0であり, 各応力成分の実測応力は設計計算応力を中心にばらつくことがわかった. ばらつきの程度を表す分散, 標準偏差は, 水平曲げ応力, 鉛直曲げ応力で同程度, 軸応力ではこれらより小さな値となり, 軸応力で設計計算応力と実測応力の整合度合いが高い.

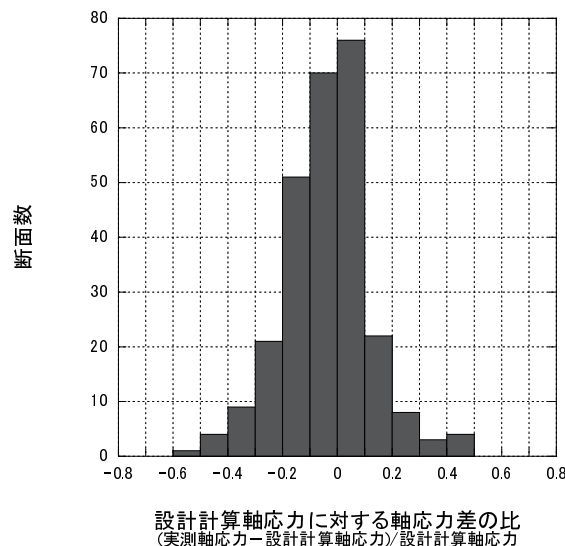


図4.14 軸応力成分における実測応力と設計計算応力の差の設計計算軸応力に対する比

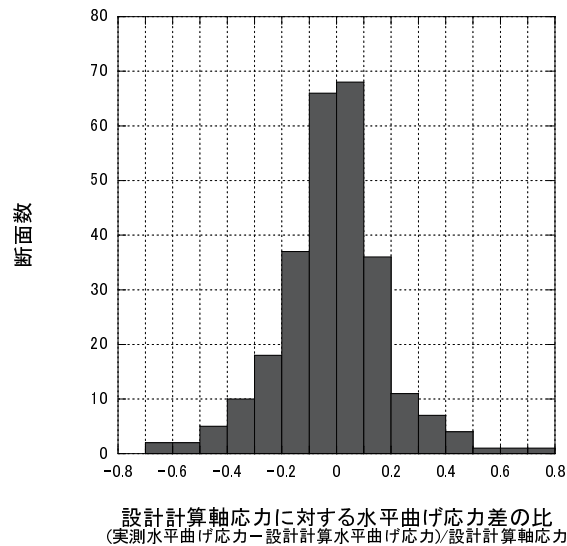


図 4.15 水平曲げ応力成分における実測応力と設計計算応力の差の設計計算軸応力に対する比

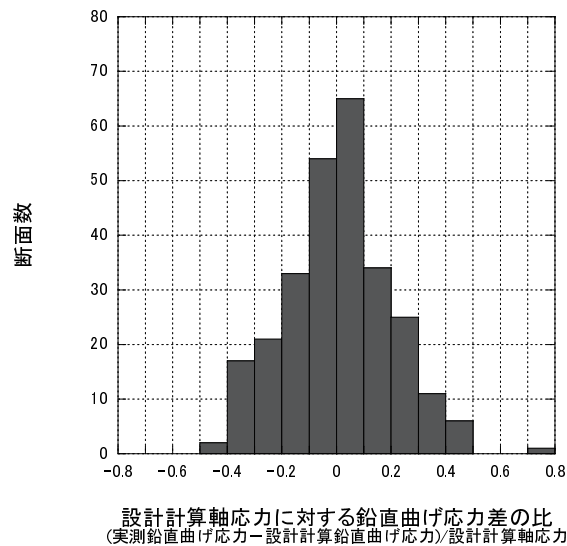


図 4.16 鉛直曲げ応力成分における実測応力と設計計算応力の差の設計計算軸応力に対する比

表 4.2 設計計算応力に関する不確実性のまとめ

応力成分	不確実性のとりまとめ指標	断面数	平均	分散	標準偏差
軸応力成分	$\frac{\sigma_{c-m} - \sigma_{c-d}}{\sigma_{c-d}}$	269	-0.0393	0.0256	0.159
水平曲げ応力成分	$\frac{\sigma_{bch-m} - \sigma_{bch-d}}{\sigma_{c-d}}$	269	-0.0155	0.0388	0.197
鉛直曲げ応力成分	$\frac{\sigma_{bcv-m} - \sigma_{bcv-d}}{\sigma_{c-d}}$	269	0.00739	0.0377	0.194

4.4 実測応力の不確実性

4.4.1 検討方法

応力照査によってダムゲートの安全性評価を行う場合の静水圧荷重条件は、ゲートに作用する水深によって与えられ、平常時、あるいは洪水時のダム貯水位に、波浪高さ考慮した水位をもとにして計算される。

ダムゲートの理想的な応力測定は、ゲートへの作用水深が0である無負荷状態で測定を行うとともに、設計水深などの応力照査を行う水深（以降、照査水深と呼ぶ）でも測定を行い、応力照査の静水圧荷重条件に対応する応力値を得るというものである。実際の測定は、仮締切などをゲート上流側に設け、仮締切とゲート上流面の間の水深を0から扉高に近い水深まで変化させて理想に近い荷重条件を実現しながら、この間の応力変化を測定するという形で行われることが多い。ダムゲートの実態をより正確に把握する上で応力測定は有効な手段のひとつであるが、このような仮締切を設置しての測定はコストと手間がかかり、応力測定を行うことができるゲートは限定されているのが実状である。

発電用ダムに設置されるゲートでは、常時水圧荷重が作用している場合が多い。そして、流入量の変化や発電等により、仮締切を設けて水深を変化させるほどではないが、日々ゲートに作用する水深は変動している。これらの日常の水深変動に対して、たとえばその最小水深と最大水深で応力測定を行うなど、最低2つの異なる荷重条件で得られた測定結果を用いた応力照査により、ゲートの安全性が十分に評価できるならば、応力測定の機会も増え、よりゲートの実態を反映した照査が可能になると考える。

日常の水深変動による水圧荷重の変動量は応力照査を行う荷重条件に対して一般に小さく、応力測定値を応力照査を行う荷重条件に外挿する必要がある。これは、仮締切を用いて応力測定を行う場合でも同様であり、応力照査を行う水深がゲート扉高を超える場合など、少なからず実測応力の外挿が必要となる。本論文では、実測応力を照査荷重条件での応力値に外挿する際の不確実性を実測応力の不確実性と位置づけ、これを収集した実測応力データにより定量化する。

外挿比率の考え方

実務的には、いくつかの水深で得た応力測定値の変化を水深に対する2次関数、3次関数で近似することにより、実測応力を外挿して照査水深での応力値に換算する場合がある。しかし、これらの近似は力学的な根拠が乏しい。本論文では外挿方法として、式(4.8)のように、設計計算式で計算される各部材の荷重分担比を用いる方法を採用する。

$$\sigma_e = \left\{ \frac{F_d}{F_m} \right\} \sigma_m \quad (4.8)$$

ここで、

F_d : 応力測定部材における照査水深作用時の分担荷重（外挿先の荷重条件）

F_m : 応力測定部材における実測時の水深差に応じた分担荷重差

σ_m : 実測時の水深差（外挿元の荷重条件）に応じた応力差（実測応力）

σ_e : σ_m を外挿することで得られる照査水深作用時の応力値（外挿応力）

式(4.8)中の F_d/F_m が荷重分担比であり、本論文ではこれを応力測定の外挿に用いることから、特に外挿比率とよび r_e で表わす。外挿比率 r_e を用い式(4.8)を書き改めると、次式となる。

$$\sigma_e = r_e \times \sigma_m \quad (4.9)$$

外挿比率の考え方の具体例として、図4.17に示す基本形状を有する、水門扉設計参考例^{4.20)}記載のラジアルゲートを採用上げる。

図4.18に、図4.17のゲートへの作用水深が0から扉高まで変化したときの上段架構、下段架構の分担荷重の変化を、4.3節でも用いた設計計算式により算出した結果を示す。鉛直軸は、各水深での分担荷重を、扉高相当の水深が作用したときの分担荷重で規格化した値である。たとえば、応力測定時の水深変化が6,000mmから10,000mmであったとき、分担荷重の変化量は、規格化した値で上段架構で0.53、下段架構で0.45となり、これらが式(4.8)の F_m に相当する。扉高相当を照査水深とすれば、上段架構、下段架構の分担荷重は規格化した値とともに1.0となり、これが式(4.8)の F_d のに相当する。

これより、上段架構の応力測定点で得られた実測応力を照査水深まで外挿する際の外挿比率 $r_e = F_d/F_m$ は $1.0/0.53 = 1.89$ 、同様に下段架構では $1.0/0.45 = 2.22$ となる。

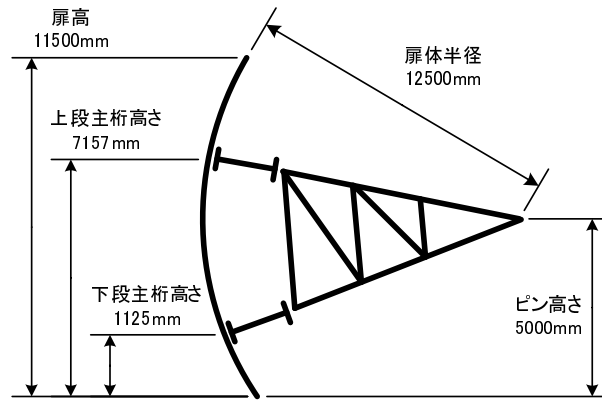


図 4.17 水門扉設計参考例記載ラジアルゲートの基本形状（側面図）

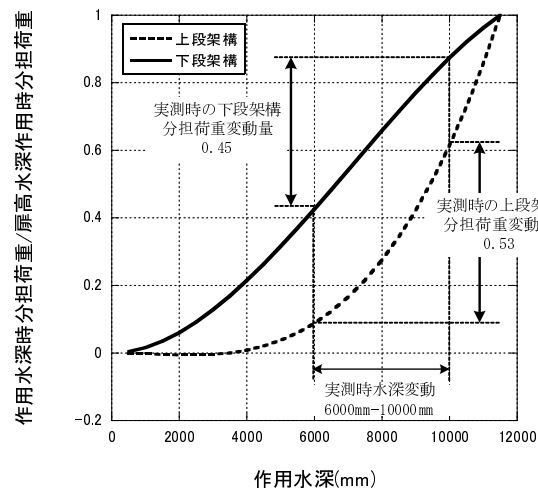


図 4.18 水門扉設計参考例記載ラジアルゲートにおける作用水深と上下段架構の分担荷重変化

外挿にともなう不確実性の検討方法

図 4.18 に示した水門扉設計参考例記載ゲートにおける荷重分担曲線を用いて、外挿にともなう不確実性の考え方と、応力測定データによる検討方法を示す。

図 4.19 は、図 4.18 のうち下段架構の荷重分担曲線を取り出したものである。水門扉設計参考例記載ゲートにおいて、水深を 0 から扉高相当水深（11,500mm）まで変化させながら応力測定を行った場合を想定し、この間、水深 0，扉高相当水深，その中間の水深 6,000mm，10,000mm でそれぞれ応力測定値が得られているものとする。これらの応力測定値を、図 4.19 に示すようにそれぞれ σ_{min} ($=0$)， σ_{max} ， σ_1 および σ_2 とする。

6,000mm から 10,000mm までの水深変化による分担荷重の変化を F_m ，水深 0 から扉高相当水深までの分担荷重の変化を F_d とすると、このときの外挿比率 r_e は

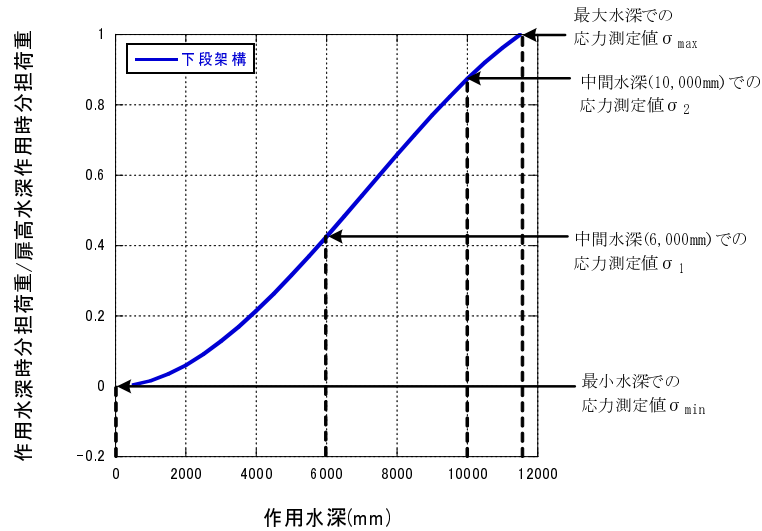


図 4.19 下段架構の分担荷重変化

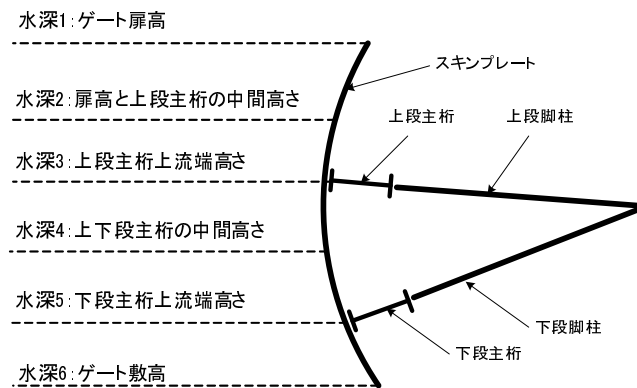


図 4.20 外挿精度の検討に用いる測定水深の目安

F_d/F_m である．中間水深での分担荷重の変化 F_m に相当する応力測定値は，図 4.19 の σ_1 ， σ_2 より $\sigma_2 - \sigma_1$ で得られ，これを式 (4.9) の σ_m とする．これに r_e を乗じたものを σ_m の外挿値 σ_e とする．ここで，外挿値 σ_e は設計計算式による外挿というモデル化を行って得た計算値であり，実際の測定値ではない．

一方， F_d の荷重条件に対する測定値は $\sigma_{max} - \sigma_{min}$ として得られており， σ_e と $\sigma_{max} - \sigma_{min}$ の差 $(\sigma_{max} - \sigma_{min}) - \sigma_e$ は，外挿に伴う不確実性を表わしているものとする．

本論文で対象としたゲートには，実測時の最小水深と最大水深の中間の水深でも応力測定が行われているゲートが存在することから，これらのデータを利用して上記の考え方により外挿に関わる不確実性を定量化する．500mm や 1,000mm といった水深間隔で細かく応力測定が行われている場合，それらの全てで外挿元と外挿先の関係を作るとその組み合わせは膨大な数となることから，以下に示

す各水深近傍での応力測定値のみを検討に用いることとした．**図 4.20** 参照)

- ・扉高
- ・扉高と上段主桁の中間
- ・上段主桁高さ
- ・上段主桁と下段主桁の中間
- ・下段主桁高さ
- ・ゲート敷高

外挿先の荷重条件は応力測定時の最大水深（扉高近傍もしくは扉高と最上段主桁の中間に相当する水深が作用しているとき）に固定した．そして，最大水深と最小水深の間の測定水深のうち，任意の2つの測定水深を取り出して，この水深間の荷重変化を外挿元とした．たとえば，**図 4.20** では，外挿先は図の水深1による水压荷重条件（水深6が0でなければ，水深1と水深6の差分の水压荷重条件）となる．そして，最大水深と最小水深の間の測定水深のうち，任意の2つの測定水深の組み合わせは15通りとなり，外挿比率は上段，下段架構それぞれ15通りの値をとることになる．

上記のように，各ゲートにおいて，応力測定が行われた水深を選択して外挿元と外挿先の関係を作り，各ゲートの形状に応じて部材の分担荷重および外挿比率を算出した．そして，外挿元の実測応力に外挿比率を乗じて外挿応力とし，外挿応力と外挿先の水深における実測応力と比較することで，外挿に関わる不確実性を定量化することとした．

4.4.2 外挿応力と実測応力の比較

図 4.21 から **図 4.23** に，脚柱の軸応力を対象に，最大水深での実測応力と，途中水深の測定値をもとに外挿した応力とを比較したものを示す．いずれも最大荷重は**図 4.20** における水深1（扉高近傍）と水深6（ゲート敷高近傍）による水压荷重の差分であるが，それぞれ外挿元になる荷重条件が異なる．

図 4.21 では，水深1（扉高近傍）と水深5（下段主桁近傍）による水压荷重の差分が外挿元の荷重条件となっている．これは，たとえば応力測定時の最大水深は十分大きいが，最小水深を0まで下げることができなかった場合に相当する．**図 4.22** では，水深1（扉高近傍）と水深3（上段主桁近傍）による水压荷重の差分が

外挿元の荷重条件となっている．これは，たとえば応力測定時には，上段主桁以上での水深変化のみが可能であった場合に相当する．図 4.23 では，水深 3（上段主桁近傍）と水深 6（ゲート敷高近傍）による水压荷重の差分が外挿元の荷重条件となっている．これは，たとえば図 4.22 とは逆に応力測定時には上段主桁以下での水深変化のみが可能であった場合に相当する．またこれらの図中には，外挿応力と実測応力が一致する線を実線で示した．

図 4.21 では，上段脚柱，下段脚柱ともに，外挿応力と実測応力がよい一致を示しており，外挿に伴う不確実性は小さいといえる．図 4.22 では，上段脚柱については図 4.21 と同程度に外挿応力と実測応力が一致しているが，下段脚柱では外挿応力と実測応力の差が上段脚柱に比べ大きくなっている．図 4.23 では，下段脚柱については図 4.21，図 4.22 と比べてばらつきは大きくなるが外挿応力と実測応力が平均的には一致しているのに対し，上段脚柱ではばらつきが大きく，また平均的にも外挿応力と実測応力が乖離しており，極端に外挿の精度が落ちている．

図 4.24 に，図 4.18 の水門扉設計参考例記載ラジアルゲートにおける架構の分担荷重のグラフをもとに，上段主桁高さ（7,157mm）以上もしくは上段主桁高さ以下で水深変動させたときの分担荷重を示す．

上段架構の分担荷重は，上段主桁高さ以上で水深変化させたとき 0.82，上段主桁高さ以下では 0.18 となる．扉高相当水深が作用した場合の分担荷重への外挿比率は，上段主桁高さ以上で水深変化させたとき $1.0/0.82 = 1.22$ ，上段主桁高さ

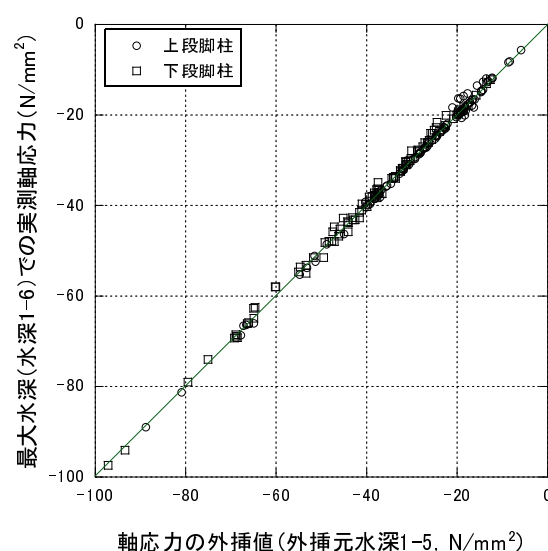


図 4.21 脚柱軸応力における外挿値と実測値の比較（外挿元水深 1-5）

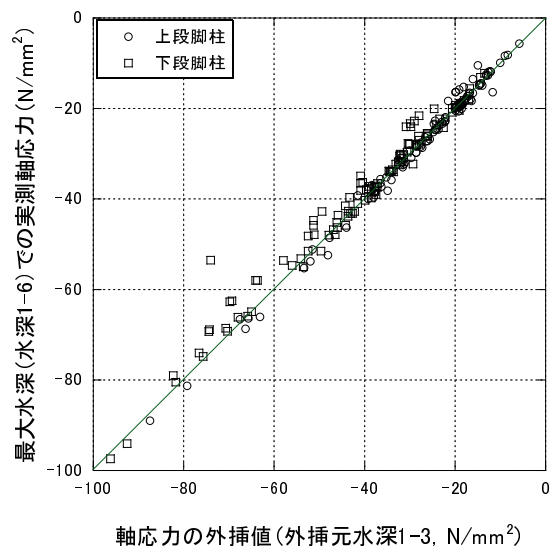


図 4.22 脚柱軸応力における外挿値と実測値の比較（外挿元水深 1-3）

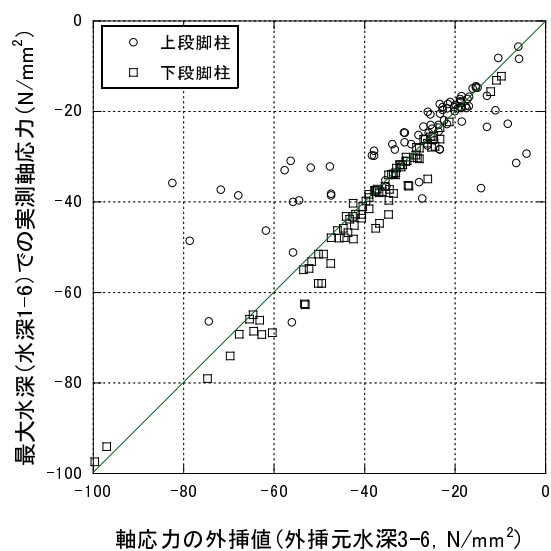


図 4.23 脚柱軸応力における外挿値と実測値の比較（外挿元水深 3-6）

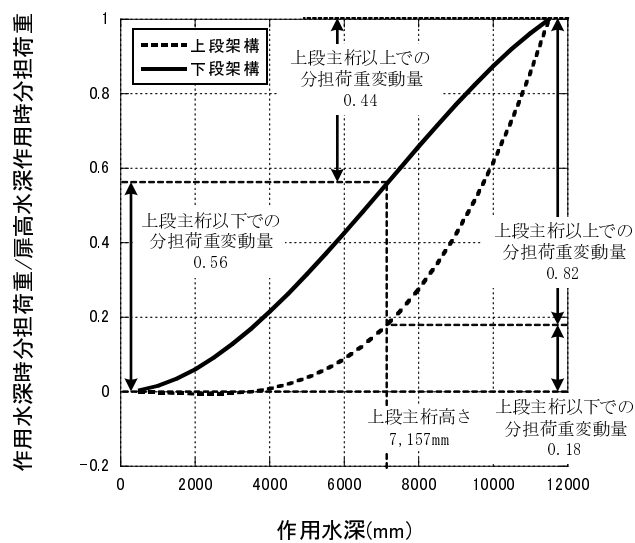


図 4.24 外挿元水深と分担荷重

以下では $1.0/0.18 = 5.56$ となり、上段主桁高さ以下水深を変化させた場合には相対的に大きな外挿比率が必要となる。下段架構については、上段主桁高さ以上、上段主桁高さ以下で水深変化させたときの分担荷重はそれぞれ 0.44, 0.56, 扉高相当水深作用時への外挿比率はそれぞれ 2.27, 1.79 となり双方同程度である。

これらの外挿比率の傾向は、実在する多くのラジアルゲートに共通する傾向であると考えられる。そのため、図 4.23 のように外挿元の水深として上段主桁高さ近傍より小さな水深を用いると、上段脚柱で外挿比率が大きくなり、外挿精度が低下したものと考える。

図 4.25, 図 4.26 および図 4.27 は、脚柱の軸応力、水平曲げ応力及び鉛直前応力について、外挿比率と、実測応力と外挿応力の差（実測応力－外挿応力）との関係を示した図である。これらの図のいずれも、外挿比率の増加に伴って実測応力と外挿応力の差のばらつきが大きくなっていることがわかる。これより、外挿に伴う不確実性は、外挿比率に依存して変化するものと考えられる。

4.4.3 外挿に関する不確実性のまとめ

脚柱の軸、水平・鉛直曲げの各応力成分において、実測応力と外挿比率の差は、外挿比率に依存していると考えられる。これらを次式で表わす。

$$\sigma_{c_m} = \sigma_{c_m0} \cdot r_e + A_{c_e} \cdot r_e \quad (4.10)$$

$$\sigma_{bch_m} = \sigma_{bch_m0} \cdot r_e + A_{bch_e} \cdot r_e \quad (4.11)$$

$$\sigma_{bcv_m} = \sigma_{bcv_m0} \cdot r_e + A_{bcv_e} \cdot r_e \quad (4.12)$$

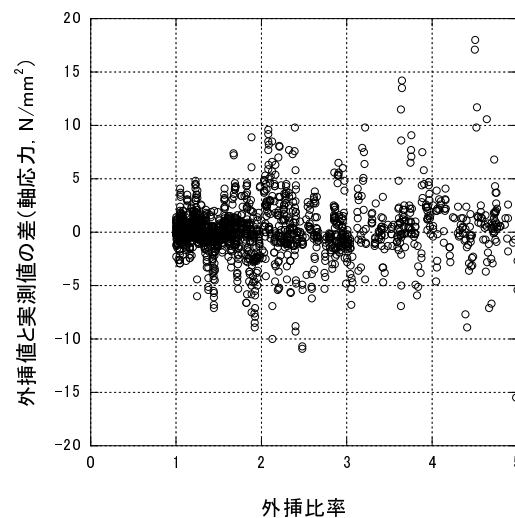


図 4.25 軸応力に関する外挿比率と応力差（実測応力-外挿応力）の関係

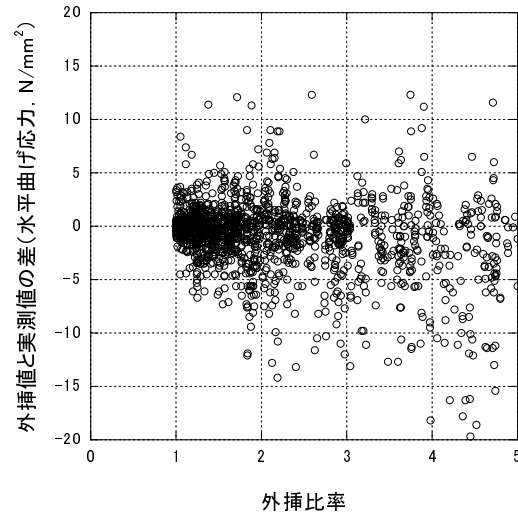


図 4.26 水平曲げ応力に関する外挿比率と応力差（実測応力-外挿応力）の関係

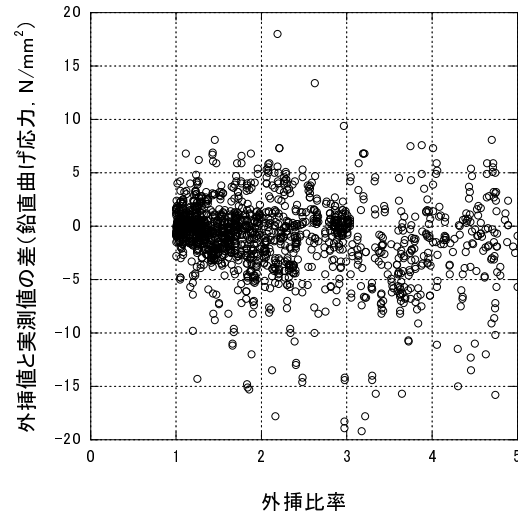


図 4.27 鉛直曲げ応力に関する外挿比率と応力差（実測応力-外挿応力）の関係

ここで,

σ_{c_m} , σ_{bch_m} , σ_{bcv_m} : 外挿先荷重条件での実測軸応力, 水平曲げ応力, 鉛直曲げ
応力

σ_{c_m0} , σ_{bch_m0} , σ_{bcv_m0} : 外挿元荷重条件での実測軸応力, 水平曲げ応力, 鉛直曲
げ応力

r_e : 外挿比率

A_{c_e} , A_{bch_e} , A_{bcv_e} : 軸応力, 水平曲げ応力, 鉛直曲げ応力それぞれの外挿に関
わる不確実性を表わす確率変数

式(4.10)から式(4.12)の右辺第1項はそれぞれ, 外挿元荷重条件での実測軸応
力, 水平曲げ応力, 鉛直曲げ応力の外挿応力であり, これを σ_{c_e} , σ_{bch_e} および

σ_{bcv_e} と表わせば、式(4.10)から式(4.12)は次式に書き改められる．

$$\sigma_{c_m} = \sigma_{c_e} + A_{c_e} \cdot r_e \quad (4.13)$$

$$\sigma_{bch_m} = \sigma_{bch_e} + A_{bch_e} \cdot r_e \quad (4.14)$$

$$\sigma_{bcv_m} = \sigma_{bcv_e} + A_{bcv_e} \cdot r_e \quad (4.15)$$

A_{c_e} , A_{bch_e} および A_{bcv_e} の統計的性質は、式(4.13)から式(4.15)より、それぞれ $(\sigma_{c_m} - \sigma_{c_e})/r_e$, $(\sigma_{bch_m} - \sigma_{bch_e})/r_e$ および $(\sigma_{bcv_m} - \sigma_{bcv_e})/r_e$ をサンプリングすることで推定できる．

4.4.2 小節で用いた実測応力と外挿応力の比較のうち、外挿比率 r_e が 1.0 より大きく 20.0 以下の 1,996 データに対して、 $(\sigma_{c_m} - \sigma_{c_e})/r_e$, $(\sigma_{bch_m} - \sigma_{bch_e})/r_e$ および $(\sigma_{bcv_m} - \sigma_{bcv_e})/r_e$ を算出してヒストグラムで表わしたものが、図 4.28 から図 4.30 である．

図 4.28 から図 4.30 をもとに、各応力成分が持つ実測応力の外挿に関わる不確実性を表 4.3 にとりまとめる．各成分とも平均はほぼ 0 であり、設計計算式によって外挿を行っても平均には外挿先の実際の応力を推定できるものと考ええる．ばらつきの指標である標準偏差をみると、個々の成分では 2.0N/mm^2 より小さな値となっている．従来から応力測定時の最大水深の目安といわれている扉高の 8 割の水深で応力測定を行った場合、水压荷重が水深の 2 乗に比例することを考慮すると、扉体相当水深に対する荷重全体の外挿比率は $1.0^2/0.8^2 = 1.56$ で、外挿による差の標準偏差は高々 3N/mm^2 となる．

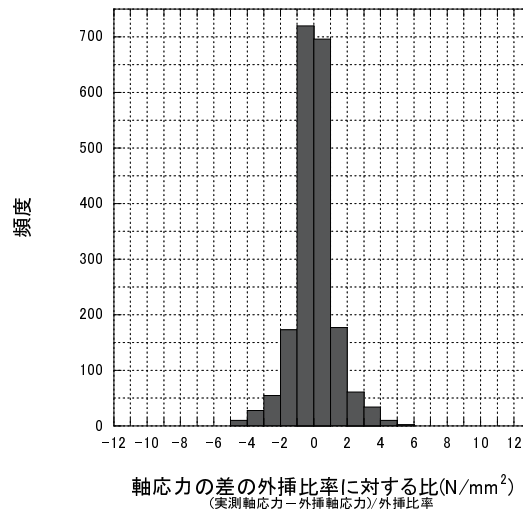


図 4.28 軸応力に関する応力差（実測応力-外挿応力）の外挿比率に対する比

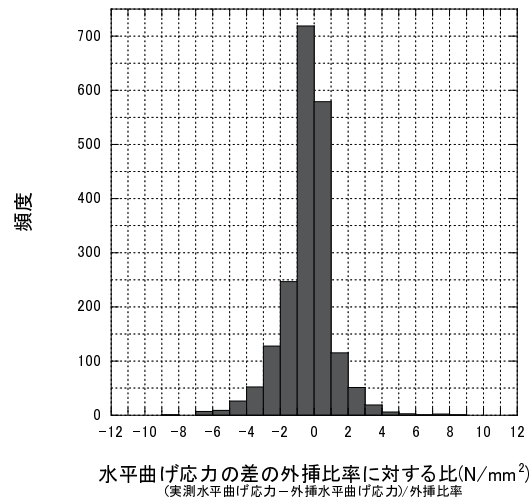


図 4.29 水平曲げ応力に関する応力差（実測応力-外挿応力）の外挿比率に対する比

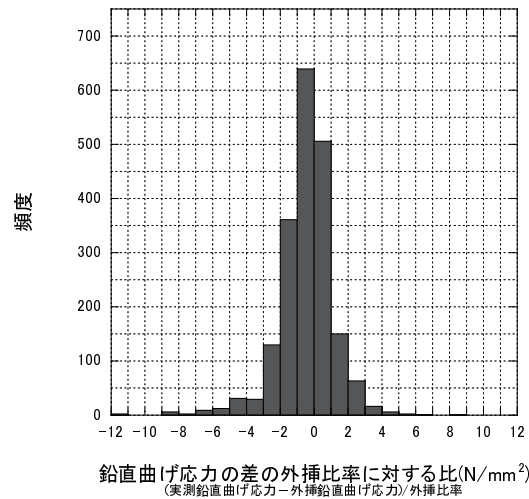


図 4.30 鉛直曲げ応力に関する応力差（実測応力-外挿応力）の外挿比率に対する比

表 4.3 実測応力の外挿に関する不確実性のまとめ

応力成分	不確実性のとりまとめ指標	データ数	平均 N/mm ²	分散 (N/mm ²) ²	標準偏差 N/mm ²
軸応力成分	$\frac{\sigma_{c-m} - \sigma_{c-e}}{r_e}$	1996	0.028	1.48	1.21
水平曲げ応力成分	$\frac{\sigma_{bch-m} - \sigma_{bch-e}}{r_e}$	1996	-0.383	2.19	1.48
鉛直曲げ応力成分	$\frac{\sigma_{bcv-m} - \sigma_{bcv-e}}{r_e}$	1996	-0.477	2.56	1.60

4.5 4章のまとめ

静水圧荷重により脚柱に生じる応力に関連して、設計計算式に基づいて計算された応力を応力照査に用いる場合の不確実性、実測により得た応力を応力照

査に用いる場合の不確実性を、供用中のダムゲート25地点31門での計算応力、実測応力の比較により検討した。

計算応力に関わる不確実性について、応力測定と同じ水圧荷重下で設計計算式により応力を算出し、計算応力と実測応力との差を計算応力に関わる不確実性と定義してその定量化を行った。軸応力成分、水平曲げ応力成分および鉛直曲げ応力成分それぞれについて検討を行い、これらの計算応力に関わる不確実性が軸応力成分の計算値の大きさに依存することを明らかにした。定量化した各計算応力の不確実性の比較から、水平曲げ応力成分と鉛直曲げ応力成分で同程度、軸応力成分でこれらより小さいことを明らかにした。

実測応力に関わる不確実性について、ある水圧荷重下で測定された実測応力を応力照査を行う水圧荷重下での応力値へ外挿する際に生じる外挿した応力と実際の応力との差を、実測応力を用いた応力照査に関わる不確実性と定義してその定量化を行った。測定時の水圧荷重が異なる複数の実測応力をもとに仮想的に外挿元と外挿先の関係を作り、外挿先での実測応力と外挿応力とを比較した。設計計算式にもとづく荷重分担の変化を利用して外挿を行う場合、外挿によって生じる不確実性は外挿比率の大きさに依存することを明らかにした。

4章の参考文献

- 4.1) 土木学会土木構造物荷重指針連合小委員会. 性能設計における土木構造物に対する作用の指針. 2008.
- 4.2) 端野道夫. 計画降雨波形の確率的定式化と条件付確率降雨強度式の提案. 土木学会論文集, No. 369/II-5, pp. 139–146, 1986.
- 4.3) 佐山敬洋, 立川康人, 寶馨. 流出モデルの不確実性評価手法とそのモデル選択への適用. 土木学会論文集, No. 789/II-71, pp. 1–13, 2005.
- 4.4) 館澤寛, 真野明. ダム操作による洪水最大流量確率密度関数の変換. 東北地域災害科学研究, Vol. 41, pp. 165–170, 2005.
- 4.5) 水門鉄管協会. 水門鉄管技術基準水門扉編 一付解説 一第5回改訂版. 2007.

- 4.6) ダム・堰施設技術協会. ダム・堰施設技術基準（案）基準解説編・マニュアル編. 2011.
- 4.7) 土木学会鋼構造委員会鋼・合成構造標準示方書小委員会. 鋼・合成構造標準示方書総則編・構造計画編・設計編. 2007.
- 4.8) Chitoshi Miki, Toshiyasu Toyofuku, Yoji Yoshimura, and Jun Murakoshi. Stress reduction factor for fatigue assessment of highway bridges. *Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng.*, No. 386/I-8, pp. 341s–349s, 1987.
- 4.9) 三木千壽, 山田真幸, 長江進, 西浩嗣. 既設非合成連続桁橋の活荷重応答の実態とその評価. 土木学会論文集, No. 647/I-51, pp. 281–294, 2000.
- 4.10) 藤原稔, 村越潤, 鹿島久義. 鋼プレートガーダー橋における応力測定結果に関する報告. 構造工学論文集, Vol. 37A, pp. 1181–1188, 1991.
- 4.11) 日本鋼構造協会編. 土木鋼構造物の動的耐震照査法と耐震性向上策. 2003.
- 4.12) 中村秀治, 沼崎吉次, 小林精一, 加藤治. 実測結果から見たテンターゲートの静的構造特性について. 土木学会論文報告集, No. 305, pp. 125–138, 1981.
- 4.13) 中村秀治, 塩竈裕三, 木村哲也. 信頼性理論に基づくラジアルゲートの維持管理基準に関する検討. 構造工学論文集, Vol. 55A, pp. 851–860, 2009.
- 4.14) 塩竈裕三. ダムゲートの応力照査に関わる不確実性と管理基準値の検討. 2011.
- 4.15) ゲート総覧委員会. ゲート総覧第1巻. ダム・堰施設技術協会, 1987.
- 4.16) ゲート総覧委員会. ゲート総覧第2巻. ダム・堰施設技術協会, 1990.
- 4.17) ゲート総覧委員会. ゲート総覧第3巻. ダム・堰施設技術協会, 1994.
- 4.18) ゲート総覧委員会. ゲート総覧第4巻. ダム・堰施設技術協会, 1997.
- 4.19) ゲート総覧委員会. ゲート総覧第5巻. ダム・堰施設技術協会, 2006.
- 4.20) 水門鉄管協会. 水門鉄管技術基準水門扉設計参考例. 1986.

- 4.21) 国土開発技術研究センター編. クレストラジアルゲート設計要領（案）同解説. 1985.
- 4.22) 農業土木事業協会. 鋼構造物計画設計技術指針（水門扉編）設計計算例，新技術の紹介 CD-ROM 付き. 2009.
- 4.23) 長柱研究委員会. 弾性安定要覧改訂増補. コロナ社, 1951.

5章 実測データを用いた応力照査における 管理基準値

5.1 管理基準値の設定の考え方

1章で述べたように、既設ダムゲートの設備管理者は、現状のダムゲートの安全性照査においては設計基準と維持管理基準が同一であることに関して疑問を抱えている。

既設構造物の安全性照査について記載された国際規格であるISO 13882^{5.1)}の5.1節「一般事項」に、「通常現在の基準類は設計用の基準なので、そのままでは直接には既存構造物の性能評価には利用できない」（訳は文献5.1)英和対訳版より）とあるように、設計基準と既設構造物に用いる維持管理基準はそもそも分けるべきものであると考えられる。

設計時と維持管理時の基準値を分けている例としては、鋼鉄道橋が挙げられる。既設鋼鉄道橋の応力照査における基準値である「保守限応力度」^{5.2)}については、文献5.3)において保守限応力度を設計許容応力度より高くとることができる理由が述べられており、設計時の不確実性の一部が維持管理時には確定できるためとしている。

同様のことが機械構造物においても言及されており、文献5.4)では、「設計はあくまで予測行為であり、大きな不確実性が内在している」一方で、供用段階においては「設計段階で有していた不確実性は、データの実証によって小さくすることが可能」であり、「供用段階の安全係数は設計段階の値と同一である必要はない」として、設計と維持を区別すべきと主張されている。また同文献では、具体的な例としてアメリカ機械学会規格において安全率に相当する用語が、設計規格 (Sec.III) では設計係数 (Design factor)^{5.5)}、メンテナンス規格 (Sec.XI)^{5.6)}では構造係数 (Structural factor) と区別されている例を紹介している。

文献5.3)、文献5.4)からは、既設構造物の安全性照査における基準値は、設計時と維持管理時の照査に関わる不確実に応じて設定すべきことが読み取れる。

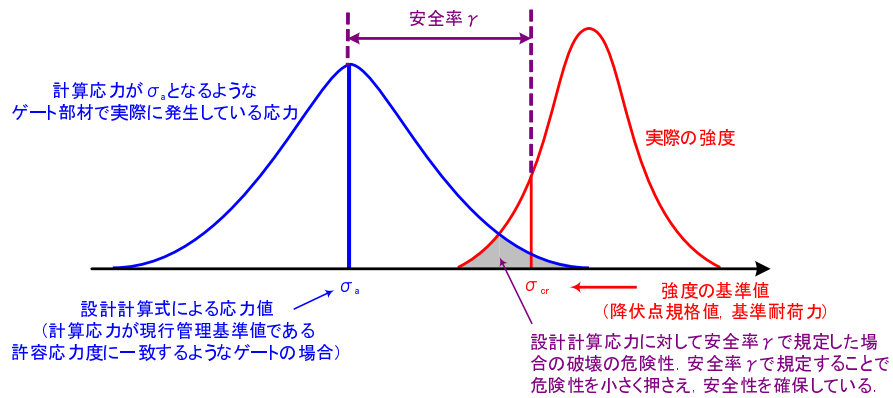
構造物の安全性照査に関わる不確実を扱う理論としては、構造信頼性理論がある（たとえば文献5.7), 文献5.8) など）。構造信頼性理論を要約すれば、安全性の照査に関わる各種因子について、その不確実性を確率的に取り扱い、限界状態の超過確率（破壊確率と呼ばれる）あるいは信頼性指標などとして定量的に評価して、その大小により安全性を照査するというものである。

また、同理論を用いて従来の許容応力度設計法や部分安全係数法における安全率や部分係数を評価することも可能であり、各種技術基準（たとえば、文献5.9), 文献5.10) など）で実際に採用されている。設計時と維持管理時の照査に関わる不確実を明らかにし、これに構造信頼性理論を適用することで、不確実性の差に応じた安全率や部分係数の値の異なる照査式あるいは照査上の基準値を導くことができる。

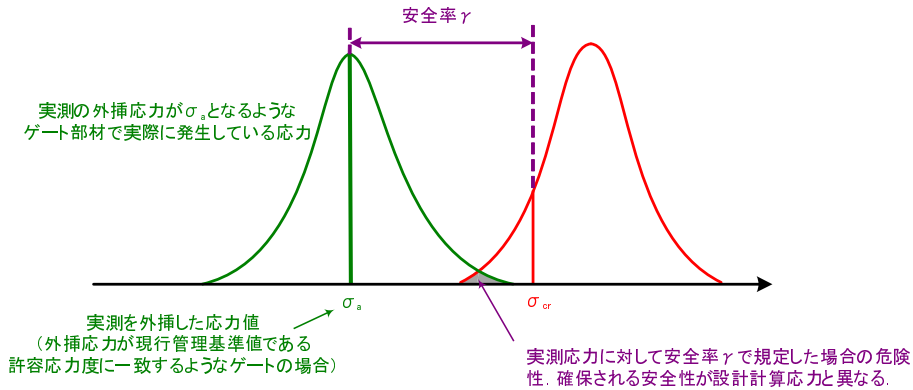
本論文では、**3章**、**4章**のように、安全性照査の対象となる既設ダムゲートにおいて支承部の摩擦係数や水圧荷重で部材に発生する応力を、実測データをもとに推定することで照査に関わる不確実性を低減する場合について、その低減度合いに応じた維持管理における安全性照査上の基準値、すなわち既設ダムゲートの応力照査における管理基準値を構造信頼性理論により算出する。算出の考え方を図5.1により説明する。

図5.1のA)は、設計計算式に基づいて応力を算出し、管理基準値として許容応力度 σ_a を用いる場合である。図の右側は強度分布を示しており、強度の基準値である降伏点強度の規格値や座屈を考慮した基準耐荷力曲線に対して、実際の部材の強度は平均的には大きく、またばらつきをもって分布している。強度の基準値を安全率で除したものが許容応力度であり、既設ダムゲートにおける現状の管理基準値となっている。図の左側は、設計計算応力が管理基準値である許容応力度と等しくなるようなゲートにおける実際の発生応力の分布である。応力照査上許される最大の設計計算応力となるようなダムゲートである。**4章**で示したように、静水圧荷重のもとで算出される設計計算応力は不確実性を有しており、実際にダムゲートで発生している応力は設計計算応力のまわりにばらついている。また、**3章**で示したように、支承部の摩擦係数も不確実性を持っており、設計上の摩擦係数を用いて計算される設計計算応力に対して、実ゲートでの発生応力はばらつきを有することになる。

A) 設計計算応力を用いた応力照査



B) 実測応力を用いた従来の応力照査



C) 実測応力を用いた新しい応力照査

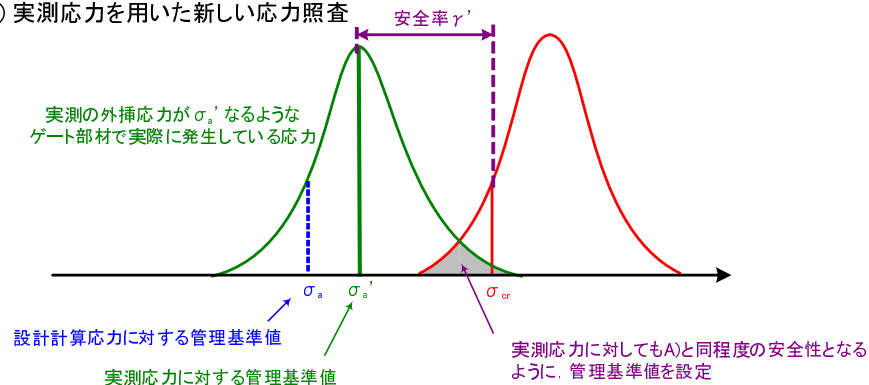


図 5.1 実測応力に対する管理基準値設定の考え方

図 5.1 の B) は、実測を外挿した応力が管理基準値である許容応力度と等しくなるようなゲートにおける発生応力の分布である。ここで実測の外挿応力とは、静水圧荷重下で測定された応力を応力照査を行う水深に対応する水圧荷重下に外挿した応力に、同じく実測により推定した摩擦係数をとに計算されたゲート開閉時の応力を加えたものである。

実測応力の外挿、個々の支承部の摩擦係数は不確実性有しているが、十分な荷重条件で測定を行うことで不確実性を低減できることから、図 5.1 の B) では、A) に比べてばらつきの範囲を小さく表現している。このとき、図 5.1 の A), B) にお

いて、設計計算応力、実測応力はともに、基準強度 σ_{cr} に対して安全率 γ をとった σ_a の位置にあり、確定論的には基準強度に対して共に γ 倍の余裕があるといえる。

一方、構造信頼性理論では、強度側、応答側のばらつきを考慮して確率論により安全性を評価する。正確な表現ではないが、定性的には図 5.1 の強度側の分布と応答側の分布の重なり具合が破壊の危険性を表し、これが小さいほど安全性が高い。図 5.1 の A), B) においては、強度側は同じ分布であるが、応答側の分布のばらつきは B) の方が小さく、B) の方が評価される安全性が高い。

このように、設計計算応力と実測応力で共に同じ管理基準値で評価すると、実測応力を用いた応力照査は、設計計算応力による照査に比べて過度に安全側の照査となる場合もある。このような場合、照査に用いる応力の取得方法の違いによらず構造信頼性理論で評価される安全性が同程度になるように、応力の取得方法の違いに応じて管理基準値を変更する方が合理的である。

図 5.1 の C) は、設計計算応力と現行の管理基準値である許容応力度の組み合わせで照査する場合の安全性を目標として、この安全性を確保するために必要となる実測応力に対する管理基準値の考え方を示したものである。図 5.1 の B) のように実測応力に対して現行の管理基準値を用いると過度に安全側の照査となることから、確保される安全性を設計計算応力に対するものと同程度とする。このとき実測応力ではばらつき小さいことから、管理基準値を現行より大きくとった σ'_a としても設計計算応力で照査する場合と同じ安全性を確保した照査が可能となる。

構造信頼性理論により安全性を評価する際に必要となるのは、限界状態と、強度や応答など照査に関わる各種因子の確率分布である。

2章では、開閉時を対象とするモデルを用いた耐荷力実験を行い、ラジアルゲート脚柱のうちトラニオンカバー境界部におけるフランジ曲げ圧縮縁の局部座屈がラジアルゲートにおける重要な限界状態のひとつであることが明らかとなった。本論文の実験範囲では、脚柱間連結部材で区切られた各スパンの柱あるいは梁-柱として全体座屈は生じなかったことから、上記局部座屈を限界状態として想定する。

照査方法そのものも設計基準と維持管理基準で異なってもよいと考えられる

が、現状の既設ダムゲートの安全性照査が設計基準をベースとした応力照査によって行われていることから、本論文でも応力ベースの照査法とする。

局部座屈強度の不確実性および確率分布については、既往の文献を参考に設定を行う。応答に関わる不確実性については、**3章**、**4章**で明らかにした、個々の支承部での摩擦係数の不確実性、静水圧荷重に対する設計計算応力および実測応力の外挿に関わる不確実性を考慮し、脚柱の軸応力成分、水平面内曲げ応力成分および鉛直面内曲げ応力成分それぞれについて確率分布を設定する。

そして、**図 5.1**で示したように、設計に用いられる簡易な計算式および設計で想定した開閉時の荷重条件により応力照査を行う場合に確保される安全性を示した上で、実測データを用いて開閉時の荷重や応力の推定を行うことにより応力照査に関わる不確実性を低減した場合の管理基準値を構造信頼性理論に則って導出する。

なお、発電用ダムゲートのように常時設計荷重に近い大きな荷重が作用している場合、一種の保証試験^{5.11)}のように強度側の確率分布に与える影響もあると考える。ダムゲートでは、降伏点や座屈強度の基本値に対して安全率2.0をとって設計許容応力度を定めており、同設計許容応力度を現状の管理基準値として運用しているダムゲートでは、部材に生じている断面力や応力のレベルは小さく、強度側の確率分布に与える影響は小さいと考える。そのため本論文では、運用中の荷重による強度側の確率分布への影響を考慮しないこととした。

また、実測データを活用した確率分布の設定法として、ベイズの更新理論を用いる方法がある^{5.12)}。本論文で扱う静水圧荷重に対する応答の不確実性は計算応力に関わるものと実測応力の外挿に関わるものであるが、個別ゲートでの実測データにより前者の不確実性を更新することと、後者の不確実性は性質が異なるものである。本論文では、支承部の摩擦係数の不確実性も取り扱うが、個々のゲート支承部を比較した際の不確実性と、特定のゲート支承部の摩擦係数が持つ不確実性は性質が異なり、後者は固有の不確実性として評価すべきものであると考える。このことから、実測データを活用した確率分布の設定において、ベイズの更新理論を用いないこととした。

5.2 設計計算応力を用いた照査で確保される安全性

5.2.1 限界状態関数の設定

ダムゲートの技術基準^{5.13), 5.14)}においては、局部座屈に対する照査式として式(5.1)が用いられている。

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq \sigma_{cal} \quad (5.1)$$

ここで、

σ_c : 照査する断面に作用する軸方向力による圧縮応力

σ_{bcy} , σ_{bcz} : それぞれ、強軸および弱軸回りに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力

σ_{eay} , σ_{eaz} : それぞれ、強軸および弱軸回りの許容オイラー座屈応力

σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力

式(5.1)の左辺第2項および第3項の分母は、軸圧縮力による付加曲げを考慮するための項である。上述の通り、ここでは**2章**をもとに限界状態をトラニオンカバー境界でのフランジの局部座屈に限定している。同箇所は、トラニオンピンから主桁にいたる脚柱全体で見た場合、支点となるトラニオンピンに近く、軸圧縮力による付加曲げの影響は小さいと考えられる。そこで、式(5.1)において付加曲げの影響を無視すると式(5.2)を得る。

$$\sigma_c + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} \leq \sigma_{cal} \quad (5.2)$$

式(5.2)をもとに限界状態関数 Z を次式で表わす。

$$Z = \sigma_{crl} - (\sigma_c + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz}) \quad (5.3)$$

ここで、 σ_{crl} は板の耐荷力である。限界状態関数は性能関数^{5.7)}などとも呼ばれ、部材や構造物の破壊領域と安全領域を区別するための関数であり限界状態関数 Z が $Z \leq 0$ となるとき破壊領域となる。

ラジアルゲート脚柱の一般的な断面においては、強軸回りの曲げは断面の水平面内の曲げに、弱軸回りの曲げは断面の鉛直面内の曲げになるので、**4章**で使った記載方法に習い、式(5.3)の強軸回りおよび弱軸回りを表わす添え字「y」,

「z」を，それぞれ水平面内を意味する「h」，鉛直面内を意味する「v」に書き換えると限界状態関数Zは式(5.4)となる．

$$Z = \sigma_{crl} - (\sigma_c + \sigma_{bch} + \sigma_{bcv}) \quad (5.4)$$

4章では，静水圧荷重に対する脚柱の各応力成分の計算値は不確実性を持ち，不確実性の程度は軸応力成分の大きさに依存するとした．設計計算式によって得られる静水圧荷重による脚柱の軸圧縮応力，水平面内曲げ圧縮応力，鉛直面内曲げ圧縮応力をそれぞれ σ_{c_dw} ， σ_{bch_dw} ， σ_{bcv_dw} とすると，実際に脚柱で生じている軸圧縮応力 σ_{c_w} ，水平面内曲げ圧縮応力 σ_{bch_w} および鉛直面内曲げ圧縮応力 σ_{bcv_w} は，4章の式(4.5)から式(4.7)を参考にして，次のように表わされる．

$$\sigma_{c_w} = \sigma_{c_dw} + A_{c_w} \cdot \sigma_{c_dw} \quad (5.5)$$

$$\sigma_{bch_w} = \sigma_{bch_dw} + A_{bch_w} \cdot \sigma_{c_dw} \quad (5.6)$$

$$\sigma_{bcv_w} = \sigma_{bcv_dw} + A_{bcv_w} \cdot \sigma_{c_dw} \quad (5.7)$$

ここで， A_{c_w} ， A_{bch_w} ， A_{bcv_w} は，それぞれ設計計算式による軸圧縮応力，水平面内曲げ圧縮応力，鉛直面内曲げ圧縮応力が持つ不確実性を表わす確率変数である．

次に，ラジアルゲート開閉時の支承部の摩擦に起因するトラニオンピン回りのモーメントで生じる圧縮応力について考える．脚柱のトラニオンカバー境界断面に生じる曲げモーメントは断面の鉛直面内に働き，2章の式(2.1)に示したようにトラニオンピン回りのモーメントの大きさに比例する．同じく2章で示したように，トラニオンピン回りのモーメントによって生じる脚柱の軸力もまた同モーメントの大きさに比例する．トラニオンピン回りのモーメントは3章の式(3.1)に示すように，支承部の摩擦係数に比例することから，同モーメントによる脚柱の軸圧縮応力，および鉛直面内曲げ圧縮応力は支承部の摩擦係数に比例する．そこで，トラニオンピン回りのモーメントによる脚柱の軸圧縮応力 σ_{c_f} ，および鉛直面内曲げ圧縮応力 σ_{bcv_f} を次式であらわす．

$$\sigma_{c_f} = A_f \cdot \sigma_{c_f0.2} \quad (5.8)$$

$$\sigma_{bcv_f} = A_f \cdot \sigma_{bcv_f0.2} \quad (5.9)$$

ここで、 $\sigma_{c_f0.2}$ 、 $\sigma_{bcv_f0.2}$ は、支承部の摩擦係数を技術基準の推奨値である0.2として設計計算式により算出された、トラニオンピン回りのモーメントによる脚柱の軸圧縮応力および鉛直面内曲げ圧縮応力である。 A_f は、支承部の摩擦係数が持つ不確実性を表わす確率変数である。

式(5.4)中の各圧縮応力成分は、式(5.5)から式(5.9)を用いて次の様に表わされる。

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \sigma_{c_w} + \sigma_{c_f} \\ &= \sigma_{c_dw} + A_{c_w} \cdot \sigma_{c_dw} + A_f \cdot \sigma_{c_f0.2}\end{aligned}\quad (5.10)$$

$$\begin{aligned}\sigma_{bch} &= \sigma_{bch_w} \\ &= \sigma_{bch_dw} + A_{bch_w} \cdot \sigma_{c_dw}\end{aligned}\quad (5.11)$$

$$\begin{aligned}\sigma_{bcv} &= \sigma_{bcv_w} + \sigma_{bcv_f} \\ &= \sigma_{bcv_dw} + A_{bcv_w} \cdot \sigma_{c_dw} + A_f \cdot \sigma_{bcv_f0.2}\end{aligned}\quad (5.12)$$

最後に、板の耐荷力である σ_{crl} についても、設計計算上想定する耐荷力曲線により得られる耐荷力を σ_{crl_d} とすると、実際の耐荷力はこのまわりにばらつくと考えて、 σ_{crl} を次式で表わす。

$$\sigma_{crl} = A_{crl} \cdot \sigma_{crl_d} \quad (5.13)$$

ここで、 A_{crl} は板の耐荷力が持つ不確実性を表わす確率変数である。

式(5.10)から式(5.13)を式(5.4)に代入して整理すると、次式を得る。

$$\begin{aligned}Z &= A_{crl} \cdot \sigma_{crl_d} - (\sigma_{c_dw} + \sigma_{bch_dw} + \sigma_{bcv_dw}) \\ &\quad - (A_{c_w} + A_{bch_w} + A_{bcv_w}) \cdot \sigma_{c_dw} - A_f \cdot (\sigma_{c_f0.2} + \sigma_{bcv_f0.2})\end{aligned}\quad (5.14)$$

5.2.2 確率分布の設定

式(5.14)中の確率変数 A_{crl} 、 A_{c_w} 、 A_{bch_w} 、 A_{bcv_w} および A_f について、確率分布を設定する。

まず耐荷力に関わる不確実性を表わす A_{crl} について考える。式(5.14)で想定している限界状態はフランジの局部座屈であるから、対応する耐荷力式は自由突出板の耐荷力式となる。技術基準^{5.13), 5.14)}における自由突出板の耐荷力式は、道

表 5.1 自由突出板の圧縮座屈強度（実測値/基準値）の統計値

幅厚比パラメータ R による区分	基準式	データ数	平均値 基準値	標準偏差	変動係数
$R \leq 0.7$	$\sigma_{crl}/\sigma_y = 1.0$	24	1.068	0.0775	0.0726
$R > 0.7$	$\sigma_{crl}/\sigma_y = 0.5/R^2$	25	$\frac{2.561R}{-0.730}$	$\frac{0.016R}{+0.001}$	$\frac{0.106R + 0.001}{2.561R - 0.730}$

路橋示方書^{5.15)}で用いられている耐荷力式と同様であり、次式のように降伏強度 σ_y と幅厚比パラメータ R の関数で表わされる。

$$\sigma_{crl} = \sigma_{crl}(\sigma_y, R) = \begin{cases} \sigma_y & (R \leq 0.7) \\ \frac{0.5\sigma_y}{R^2} & (R > 0.7) \end{cases} \quad (5.15)$$

この耐荷力式を含む道路橋示方書中の種々の座屈耐荷力式に関する不確実性については、文献 5.16) にまとめられている。同文献は、道路橋示方書への信頼性設計の考え方を基礎とした部分安全係数設計法の導入に向けて、その根拠となる鋼材料・製品・部材に係る強度特性、寸法精度等の統計値に関わる情報を文献調査等によりデータ収集・分析したものである。同文献は、各種土木鋼構造物における信頼性設計の検討において共通の基礎データとなるものとする。

また、本論文で対象としているダムゲートの技術基準における応力照査の強度・耐荷力式は、道路橋示方書と同一のものを採用していることから、道路橋示方書の強度・耐荷力式を基準に鋼材料・部材の強度特性がまとめられた文献 5.16) の統計データは、ダムゲートにおける検討に適していると考えられる。

文献 5.16) に示された自由突出板の耐荷力式に関する不確実性の統計値は表 5.1 のとおりである。

幅厚比パラメータ R が 0.7 より大きい範囲では、 R の大きさに応じて「平均値/基準値」、「変動係数」が変化する式が提示されている。自由突出板の圧縮座屈強度の元データとなっている文献 5.17) をみると、実験結果が記載された $0.7 < R < 1.4$ では、 R が 0.7 から 1.4 へ 0.1 刻みで大きくなるにつれて自由突出板の圧縮座屈の基準強度の公称値に対する実測強度の平均の比は 1.18 から 1.99 と次第に大きくなり、道路橋示方書記載の基準強度曲線と実測強度のかい離が大きくなる。そのため文献 5.17) では、 $R > 0.7$ の範囲について道路橋示方書記載の基準強度曲線と

表 5.2 鋼材降伏強度（実測値/基準値）の統計値

基準値	データ数	平均値/基準値	標準偏差	変動係数
降伏点の規格値	78,901	1.23	0.10	0.08

は異なる強度曲線を提示している．

2 章の図 2.15 に示したように，実ゲートにおける脚柱フランジの幅厚比パラメータはそのほとんどが 0.7 より小さい範囲ある．この傾向は，齋藤ら^{5.18)}によって示された脚柱フランジの幅厚比パラメータの分布においても同様である．このような実際のラジアルゲートにおけるフランジの幅厚比パラメータの分布を考慮し，本論文では， $R \leq 0.7$ に限定して議論を進める．したがって，局部座屈の耐荷力式として，次式のみを考える．

$$\sigma_{crl}(\sigma_y) = \sigma_y \quad \text{ただし, } R \leq 0.7 \quad (5.16)$$

表 5.1 に示された各量は，実測された降伏強度をもとに基準式による耐荷力を求め整理がなされている．しかし実際の構造物における降伏強度 σ_y はばらつきを持っており， σ_y 自身の不確実性も考慮する必要がある．鋼材の強度に関する不確実性の統計値についても文献 5.16) にまとめられており，降伏強度だけを抜粋して示すと表 5.2 となっている．

実ゲート部材断面における局部座屈強度 σ_{crl} は，次式のように板部材として不確実性に関する項 σ_{crl}/σ_y と材料強度自身の不確実性に関する項 σ_y/σ_{y-d} に分けられ， A_{crl} はこれらが重畳したものであると考えることができる．

$$\sigma_{crl} = \left(\frac{\sigma_{crl}}{\sigma_{crl-d}(\sigma_y)} \right) \sigma_{crl-d}(\sigma_y) \quad (5.17)$$

$$= \left(\frac{\sigma_{crl}}{\sigma_y} \right) \sigma_y \quad (5.18)$$

$$= \left(\frac{\sigma_{crl}}{\sigma_y} \right) \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_{y-d}} \right) \sigma_{y-d} \quad (5.19)$$

ここで， σ_{crl-d} は与えられた σ_y により板の耐荷力を求めるための設計耐荷力式であり，式 (5.16) から $\sigma_{crl-d} = \sigma_y$ である． σ_{y-d} は降伏点の規格値である．

σ_{crl}/σ_y の統計的性質は表 5.1 に， σ_y/σ_{y-d} の統計的性質は表 5.2 にそれぞれ示されている．確率変数の積の平均および変動係数については，それぞれの第一近似が，

もとの確率変数の平均の積をとったものおよびもとの確率変数の変動係数の二乗和について平方根をとったもので表わされることから^{5.19)}, A_{crl} の統計的性質について, 平均値を σ_{crl}/σ_y および σ_y/σ_{y-d} に関する平均値の積 $1.068 \times 1.23 \approx 1.31$, 変動係数を σ_{crl}/σ_y および σ_y/σ_{y-d} に関する変動係数の二乗和の平方根 $\sqrt{0.0726^2 + 0.08^2} \approx 0.11$ で表わす.

σ_{crl}/σ_y および σ_y/σ_{y-d} の積に関する具体的な分布のデータが無い場合, ここでは, A_{crl} を上記に示した平均値 $\mu_{crl} = 1.31$, 変動係数 $V_{crl} = 0.11$ (分散 $s_{crl}^2 = (\mu_{crl} \times V_{crl})^2 = 0.021$) を持つ正規確率分布とする.

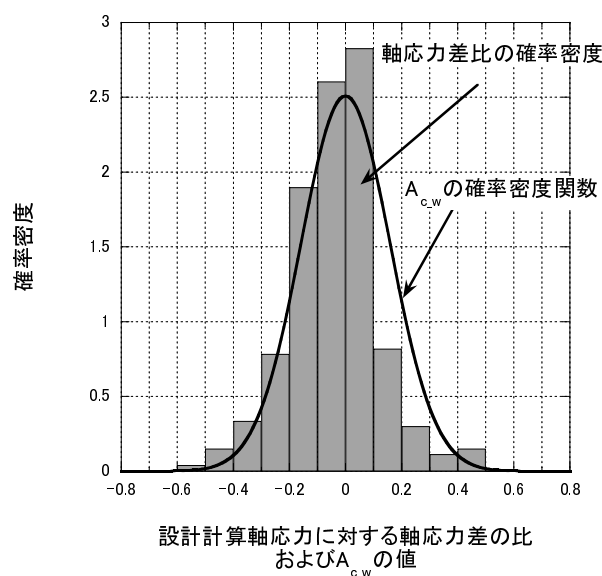


図 5.2 A_{c-w} の確率密度関数

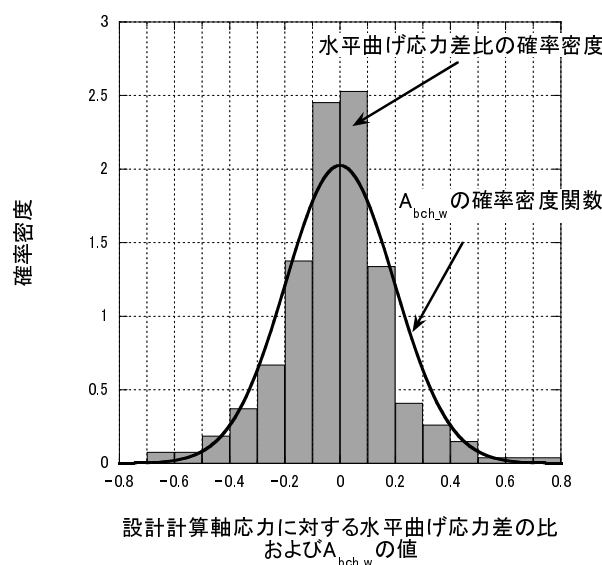


図 5.3 A_{bch-w} の確率密度関数

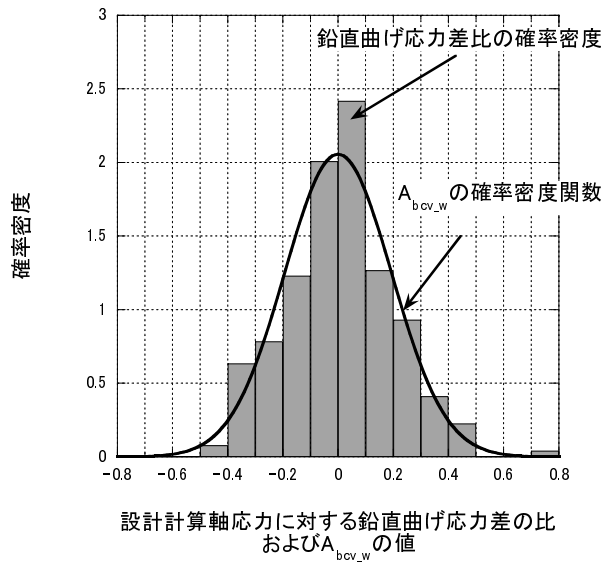


図 5.4 A_{bcv_w} の確率密度関数

静水圧荷重に対する応答に関する不確実性を表わす A_{c_w} , A_{bch_w} および A_{bcv_w} の統計的性質については、4章の表 4.2 に既にまとめた通りである。表中の平均値についてはほぼ 0 であるので、 A_{c_w} , A_{bch_w} , A_{bcv_w} を、平均値 0、分散および標準偏差は表 4.2 中の各値を持つ正規確率分布とする。

A_{c_w} , A_{bch_w} および A_{bcv_w} の確率密度関数を、4章の表 4.2 のもとになっている静水圧荷重に対する計算応力の不確実性に関するヒストグラム図 4.14, 図 4.15 および図 4.16 と比較したものを、図 5.2, 図 5.3 および図 5.4 に示す。ヒストグラムについては、各階級の断面数を、断面数の総数 269 と階級幅 0.1 の積 $269 \times 0.1 = 26.9$ で除して確率密度としている。図 5.2, 図 5.3 および図 5.4 より、 A_{c_w} , A_{bch_w} および A_{bcv_w} を正規確率分布とすることについて妥当だと判断した。

支承部の摩擦係数が持つ不確実性を表わす A_f の統計的性質については、式 (5.9) より、 $\sigma_{bcv_f}/\sigma_{bcv_f0.2}$ のサンプリングにより推定することができる。 $\sigma_{bcv_f}/\sigma_{bcv_f0.2}$ は設計計算式により算出される鉛直面内曲げ応力に対する実際のゲート開閉時における曲げ応力の測定値の比であり、これは、3章において、支承部の摩擦係数を推定した方法と類似している。異なる点は、摩擦係数の値を 0.2 とした計算応力に対する比であるため、 $\sigma_{bcv_f}/\sigma_{bcv_f0.2}$ によって推定される摩擦係数は $0.2 \times (\sigma_{bcv_f}/\sigma_{bcv_f0.2})$ となる。

実ゲートでの摩擦係数の推定値、すなわち $0.2 \times (\sigma_{bcv_f}/\sigma_{bcv_f0.2})$ の分布については、3章の図 3.1 に示したとおりである。したがって、 $\sigma_{bcv_f}/\sigma_{bcv_f0.2}$ の分布は、

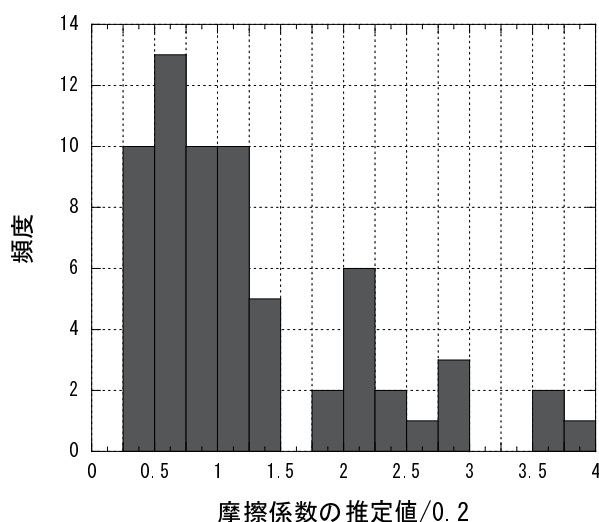


図 5.5 支承部摩擦係数の推定値を0.2で除した値の分布

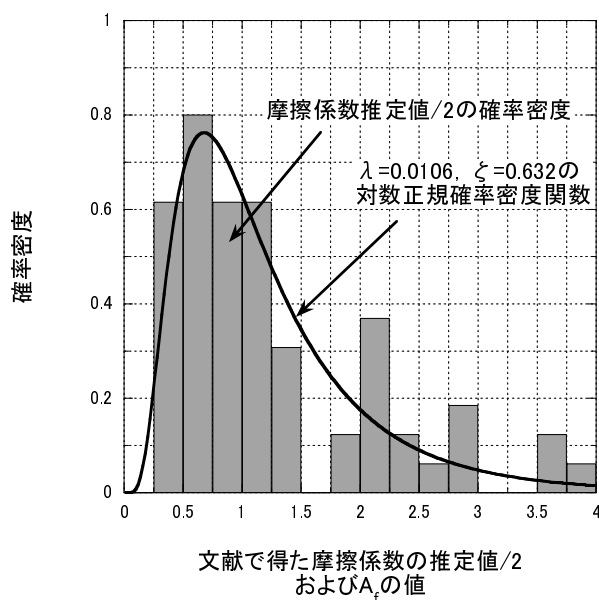


図 5.6 A_f の確率密度関数

図 3.1 の水平軸を 0.2 で除した図 5.5 で表わされる。

図 5.5 に示された 65 データについて、平均値は 1.234、分散は 0.7473 となる。摩擦係数は正值であること、また、図 5.5 のように分布の右側に裾野が広がっていることから、対数正規確率分布に従っているものとする。対数正規分布のパラメータ λ , ζ と、分布の平均 μ と分散 s^2 の間にある式 (5.20), 式 (5.21) の関係に、図 5.5 から得られた平均値、分散を代入して λ , ζ を求めるとそれぞれ 0.0106, 0.632 となる。

$$\mu = \exp\left(\lambda + \frac{1}{2}\zeta^2\right) \quad (5.20)$$

表 5.3 設計計算応力を用いた局部座屈照査に関わる各種確率変数の確率分布

確率変数	変数の説明	確率分布	パラメータの値
A_{crl}	自由突出板の局部座屈に関する不確実性	正規確率分布	$\mu_{crl} = 1.31$ $s_{crl}^2 = 0.021$
A_{c-w}	静水圧荷重に対する軸圧縮応力の不確実性	正規確率分布	$\mu_c = 0$ $s_c^2 = 0.026$
A_{bch-w}	静水圧荷重に対する水平面内曲げ圧縮応力の不確実性	正規確率分布	$\mu_{cbh} = 0$ $s_{cbh}^2 = 0.039$
A_{bcv-w}	静水圧荷重に対する鉛直面内曲げ圧縮応力の不確実性	正規確率分布	$\mu_{cbv} = 0$ $s_{cbv}^2 = 0.038$
A_f	支承部の摩擦係数に関する不確実性	対数正規確率分布	$\lambda = 0.0106$ $\zeta = 0.632$

$$s^2 = \mu^2 (e^{\zeta^2} - 1) \quad (5.21)$$

これより，支承部の摩擦係数が持つ不確実性を表わす A_f をパラメータ $\lambda = 0.0106$ ， $\zeta = 0.632$ を持つ対数正規分布とする． A_f の確立密度関数と，もともになった図 5.5 のヒストグラムとを比較したものを図 5.6 に示す．ヒストグラムについては，図 5.5 の各階級の頻度を，データの総数 65 と階級幅 0.25 の積 $65 \times 0.25 = 16.25$ で除して確率密度としている．図 5.6 より， A_f を対数正規分布とすることは妥当であると判断した．

以上を表 5.3 にまとめる．

5.2.3 信頼性指標値の計算

式 (5.14) をもとに，設計計算式によって算出された応力をもとに安全性照査を行う際に確保される安全性を，信頼性指標値として計算する．計算に先立ち，式 (5.14) の表記を簡略化する．

σ_{crl-d} は，幅厚比パラメータ $R \leq 0.7$ で $\sigma_{crl-d} = \sigma_{y-d}$ であるので， σ_{y-d} を用いる．

静水圧荷重による圧縮応力の和 $\sigma_{c-dw} + \sigma_{bch-dw} + \sigma_{bcv-dw}$ を σ_{ct-dw} と表わす．また，トラニオンピン回りのモーメントによる圧縮応力の和 $\sigma_{c-f0.2} + \sigma_{bcv-f0.2}$ を $\sigma_{ct-f0.2}$ と表わす．

正規確率変数 A_{c-w} ， A_{bch-w} および A_{bcv-w} の和 $A_{c-w} + A_{bch-w} + A_{bcv-w}$ も正規確率変数となり，これを A_{ct-w} と表わす．このとき， A_{ct-w} の平均値 μ_{ct-w} は A_{c-w} ， A_{bch-w}

および A_{bcv-w} のそれぞれの平均値の和で、分散 s_{ct-w}^2 は A_{c-w} 、 A_{bch-w} および A_{bcv-w} のそれぞれの分散の和で表わされる．表 5.3 から、 $\mu_{ct-w} = 0$ 、 $s_{ct-w}^2 = 0.104$ である．
以上を式 (5.14) に代入して、次式を得る．

$$Z = A_{crl} \cdot \sigma_{y-d} - \sigma_{ct-dw} - A_{ct-w} \cdot \sigma_{c-dw} - A_f \cdot \sigma_{ct-f0.2} \quad (5.22)$$

式 (5.2) において、左辺は静水圧荷重およびトラニオンピン回りの曲げモーメントによる圧縮応力の総和であり、式 (5.22) に用いた表現によれば $\sigma_{ct-dw} + \sigma_{ct-f0.2}$ である．式 (5.2) の右辺は、基準耐荷力式によって算出される耐荷力を安全率 γ で除したものであるから、式 (5.22) に用いた表現によれば σ_{y-d}/γ である．

これらにより式 (5.2) を書き改めると、次式となる．

$$\sigma_{ct-dw} + \sigma_{ct-f0.2} \leq \frac{\sigma_{y-d}}{\gamma} \quad (5.23)$$

式 (5.23) より、応答値 $\sigma_{ct-dw} + \sigma_{ct-f0.2}$ の上限は σ_{y-d}/γ となる．この上限値のとき安全性がもっとも小さく、これが設計計算式を用いた照査において最低限確保される安全性と考えられる．

式 (5.23) の両辺が等しくなるとき、 σ_{ct-dw} は次式で表わされる．

$$\sigma_{ct-dw} = \frac{\sigma_{y-d}}{\gamma} - \sigma_{ct-f0.2} \quad (5.24)$$

これを式 (5.22) に代入して、次式を得る．

$$Z = A_{crl} \cdot \sigma_{y-d} - \left(\frac{\sigma_{y-d}}{\gamma} - \sigma_{ct-f0.2} \right) - A_{ct-w} \cdot \sigma_{c-dw} - A_f \cdot \sigma_{ct-f0.2} \quad (5.25)$$

式 (5.25) のうち鋼材の降伏強度 σ_{y-d} については、ダムゲートに用いられる一般的な鋼材である SS400 材 (JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材) の降伏強度の規格値 235N/mm^2 を用いる．

式 (5.25) のうち静水圧荷重による軸圧縮応力 σ_{c-dw} とトラニオンピン回りの曲げモーメントによる圧縮応力 $\sigma_{ct-f0.2}$ については、ゲート毎に多様な値を採り得る．そこで、 σ_{c-dw} に対する $\sigma_{ct-f0.2}$ の比 $\sigma_{ct-f0.2}/\sigma_{c-dw}$ を $r_{f/w}$ 、 σ_{c-dw} と $\sigma_{ct-f0.2}$ の和の局部座屈許容応力 σ_{y-d}/γ に対する比 $(\sigma_{ct-f0.2} + \sigma_{c-dw})/(\sigma_{y-d}/\gamma)$ を $r_{ct/y}$ で表わし、 $r_{f/w}$ 、 $r_{ct/y}$ をパラメータとして、式 (5.25) の限界状態関数による信頼性指標値を求める．

式(5.25)には非正規確率変数である A_f が含まれることから、破壊点周りの正規化近似を行い収束計算により破壊点、信頼性指標値を求めることとした。計算においては、文献5.7)に示された1次ガウス近似法による計算フローを参考とした。

$r_{f/w}$ については、 $0.0 \leq r_{f/w}$ の範囲で値をとりうると考えられる。 $r_{f/w} = 0.0$ は、設計計算上トラニオンピン回りの曲げモーメントによる脚柱の曲げモーメントが0となる位置にトラニオンカバーの長さを調整したゲートの脚柱がこれにあたる。また、 $r_{f/w}$ が大きくなるのは、フランジ幅が小さくフランジ縁での鉛直面内断面係数が小さい脚柱となる。

$r_{ct/y}$ については、 $0 < r_{ct/y}$ の範囲で値を採りうると考えられる。 $r_{ct/y} = 0$ は、脚柱に水圧荷重による軸圧縮力が作用しない状態であるが、現実にはこのような状態はないので下限値は0.0より大きな値となる。 $r_{ct/y}$ が小さくなるのは、水平架構が門型のゲートで、静水圧荷重に対して軸圧縮力よりも水平面内の曲げ応力が卓越するゲートとなる。 $r_{ct/y} = 1.0$ は、静水圧荷重に対する軸圧縮力とトラニオンピン回りのモーメントによる曲げ圧縮応力で局部座屈許容応力に達する状態である。脚柱の主桁への取り付け位置を流路中心側へ寄せて設計計算上軸力しか生じないよう配慮した π 型の水平架構を有するゲートで、このような計算応力状態になる可能性がある。

以上より、 $r_{f/w}$ は最小値を0.1、最大値を1.0として0.1刻みで、 $r_{ct/y}$ は最小値を0.2、最大値を1.0として0.2刻みでそれぞれ変化させて信頼性指標値の計算を行った。計算結果を図5.7に示す。図の水平軸は $r_{f/w}$ の値を、縦軸は信頼性指標値 β の値を表わす。同図の実線が計算結果であるが、 $r_{ct/y}$ が大きくなるほど、また $r_{f/w}$ が大きくなるほど β の値が小さくなることがわかる。

また、図5.7には、4章で用いた実ゲートの上段脚柱および下段脚柱のうち $r_{f/w} \leq 1.0$ および $r_{ct/y} \leq 1.0$ の範囲にある脚柱について同様に信頼性指標値の計算を行った結果を併せて示した。実ゲートでの計算結果は、支承部の摩擦抵抗によるトラニオンピン回りのモーメントが強度計算上の荷重として規定されるようになった1973年の水門鉄管技術基準第2回改訂版^{5.20)}より前の設置年の地点を「規定前」、1973年以後に設置された地点を「規定後」として分けて示した。

図5.8および図5.9はそれぞれ、トラニオンピン回りのモーメントの規定前後に

おける信頼性指標値の分布をヒストグラムで示したものである。規定前は4.02から5.17の範囲に分布し平均は4.62, 規定後は4.81から5.53の範囲に分布し平均は5.18と, 規定前の方が信頼性指標値が小さく相対的に安全性が低いといえる。

不均一腐食による板の耐荷力のばらつき, 製作上の不整によって導入される初期応力など, 本論文の中で扱っていない不確実性を考慮すると図5.8および図5.9の結果よりも信頼性指標の計算値は低下する可能性はあるが, 文献5.7)で紹介されているアメリカを中心とした土木・建築構造物の設計示方書における許

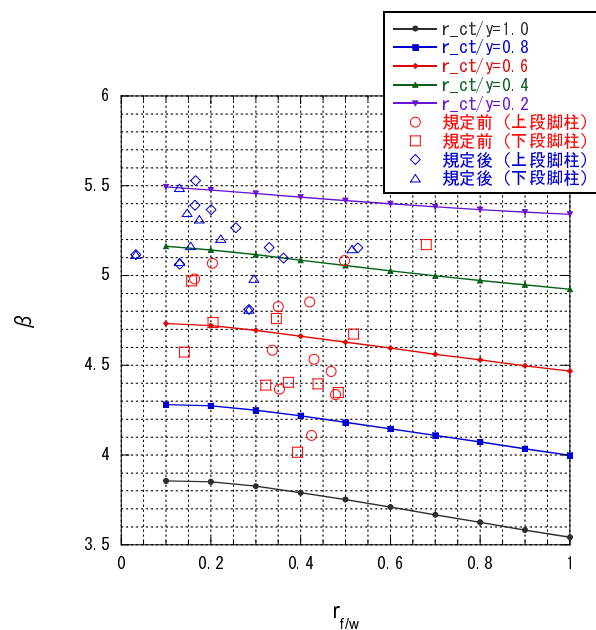


図 5.7 設計計算応力を用いた局部座屈照査に対する信頼性指標値

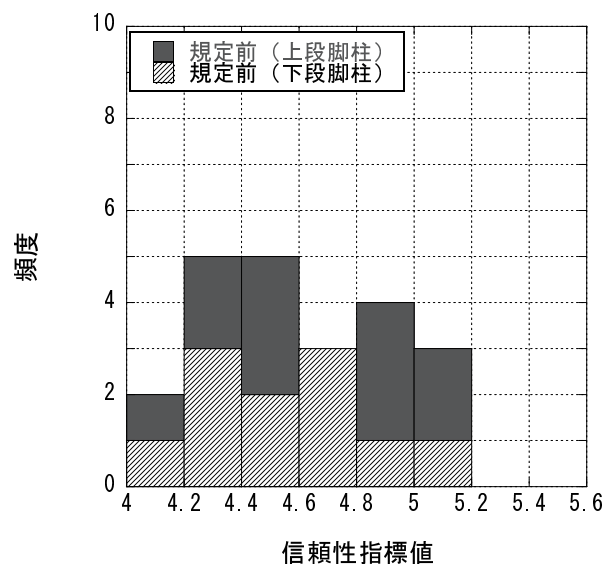


図 5.8 トラニオンピン回りのモーメント規定前のゲートにおける信頼性指標値の分布

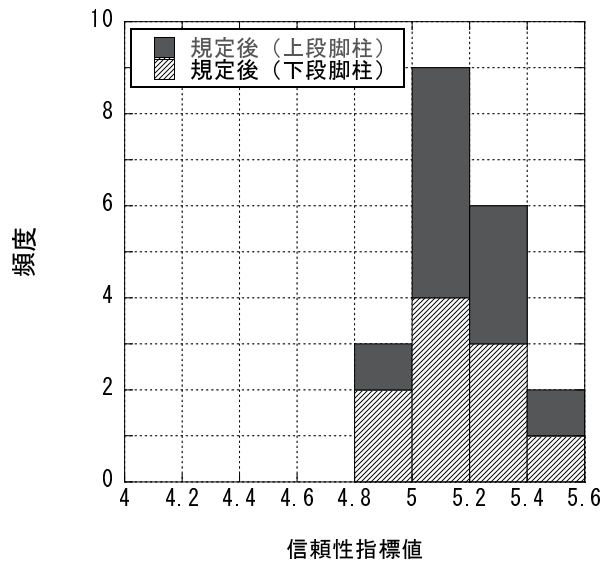


図 5.9 トラニオンピン回りのモーメント規定後のゲートにおける信頼性指標値の分布

容信頼性指標値 2.0～3.5 に対して，図 5.8 および図 5.9 は高めの信頼性指標値を示している．これは，ダムゲートにおいては技術基準の制定当時^{5.21)}から一貫して鋼道路橋より低めの設計許容応力度を採用してきていること^{5.22)}が一因と考えられる．規定後で特に大きな信頼性指標値が得られているが，トラニオンピン回りのモーメントの規定に加えて，規定の契機となった和知ダムゲートの損壊事故^{5.23)}を受けて脚柱の発生応力レベルを抑えて安全性を高めるという設計上の配慮が働いていたものと推測する．

5.3 実測データを用いた照査における管理基準値

5.3.1 限界状態関数の設定

前節と同様，出発点となる限界状態関数 Z を式 (5.4) とする．4 章では，静水圧荷重に対する脚柱の各応力成分を測定してこれを安全性照査に用いる場合，測定時の荷重条件から照査を行う荷重条件への外挿に関連した不確実性があり，不確実性の程度は外挿比率に依存することを示した．

静水圧荷重に対する脚柱の軸圧縮応力，強軸および弱軸回りの曲げ応力の測定値をそれぞれ σ_{c_wm} ， σ_{bch_wm} および σ_{bcv_wm} として，これを外挿比率 r_e を用いて照査を行う水深に対応した水圧荷重下での応力値へ外挿するとき，外挿先の水深において実際に生じるであろう軸圧縮応力 σ_{c_w} ，水平面内曲げ圧縮応力 σ_{bch_w}

および鉛直面内曲げ圧縮応力 σ_{bcv_w} は式(4.10)から式(4.12)より、次のように表わされる。

$$\sigma_{c_w} = \sigma_{c_wm} \cdot r_e + A_{c_e} \cdot r_e \quad (5.26)$$

$$\sigma_{bch_w} = \sigma_{bch_wm} \cdot r_e + A_{bch_e} \cdot r_e \quad (5.27)$$

$$\sigma_{bcv_w} = \sigma_{bcv_wm} \cdot r_e + A_{bcv_e} \cdot r_e \quad (5.28)$$

ここで、 A_{c_e} 、 A_{bch_e} 、 A_{bcv_e} は、それぞれ軸圧縮応力、水平面内曲げ圧縮応力、鉛直面内曲げ圧縮応力の外挿に関わる不確実性を表わす確率変数である。

次に、ラジアルゲート開閉時の支承部の摩擦に起因するトラニオンピン回りのモーメントで生じる圧縮応力について考える。トラニオンピン回りのモーメントによる脚柱の軸圧縮応力 σ_{c_f} および鉛直面内曲げ圧縮応力 σ_{bcv_f} を次式で表わす。

$$\sigma_{c_f} = A_{fm} \cdot \sigma_{c_fm} \quad (5.29)$$

$$\sigma_{bcv_f} = A_{fm} \cdot \sigma_{bcv_fm} \quad (5.30)$$

ここで、 σ_{c_fm} 、 σ_{bcv_fm} は、**3章**に示した方法などにより推定した支承部の摩擦係数をもとに、照査を行う水深で計算されたトラニオンピン回りのモーメントによる脚柱の軸圧縮応力および鉛直面内曲げ圧縮応力である。 A_{fm} は、測定された支承部の摩擦係数が持つ不確実性を表わす確率変数である。

なお、複数回ゲート操作を行って複数個の摩擦係数の推定値が得られており、 σ_{c_fm} 、 σ_{bcv_fm} の計算には推定された摩擦係数の平均値が使用されているものとする。

式(5.4)中の各圧縮応力成分は、式(5.26)から式(5.30)を用いて、次に様に表わされる。

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \sigma_{c_w} + \sigma_{c_f} \\ &= \sigma_{c_wm} \cdot r_e + A_{c_e} \cdot r_e + A_{fm} \cdot \sigma_{c_fm} \end{aligned} \quad (5.31)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bch} &= \sigma_{bch_w} \\ &= \sigma_{bch_wm} \cdot r_e + A_{bch_e} \cdot r_e \end{aligned} \quad (5.32)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bcv} &= \sigma_{bcv_w} + \sigma_{bcv_f} \\ &= \sigma_{bcv_wm} \cdot r_e + A_{bcv_e} \cdot r_e + A_{fm} \cdot \sigma_{bcv_fm} \end{aligned} \quad (5.33)$$

板の耐荷力である σ_{crl} については、既示した式(5.13)で表わされる．

式(5.31)から式(5.33)および式(5.13)を式(5.4)に代入して整理すると、限界状態関数として次式を得る．

$$Z = A_{crl} \cdot \sigma_{crl} \cdot d - (\sigma_{c_wm} + \sigma_{bch_wm} + \sigma_{bcv_wm}) \cdot r_e \\ - (A_{c_e} + A_{bch_e} + A_{bcv_e}) \cdot r_e - A_{fm} \cdot (\sigma_{c_fm} + \sigma_{bcv_fm}) \quad (5.34)$$

5.3.2 確率分布の設定

式(5.34)中の確率変数のうち、 A_{crl} の確率分布については既に設定した．ここでは、 A_{c_e} 、 A_{bch_e} 、 A_{bcv_e} および A_{fm} について確率分布を設定する．

実測応力の外挿に関わる不確実性を表わす A_{c_e} 、 A_{bch_e} および A_{bcv_e} の統計的性質については、4章の表4.3に既にまとめた通りである．表中の平均値についてはほぼ0N/mm²であるので、 A_{c_e} 、 A_{bch_e} および A_{bcv_e} の確率密度関数を平均値0、分散および標準偏差は表4.3中の各値を持つ正規確率密度関数で与える．

A_{c_e} 、 A_{bch_e} および A_{bcv_e} の確率密度関数を、4章の表4.3のもとになっている、脚柱各応力成分の外挿に関わる不確実性を示したヒストグラム図4.28、図4.29および図4.30と比較したものを、図5.10、図5.11および図5.12に示す．ヒストグラムについては、各階級の頻度を、データの総数1,996と階級幅1.0(N/mm²)の積1,996×1.0=1,996で除して確率密度としている．図5.10、図5.11および図5.12よ

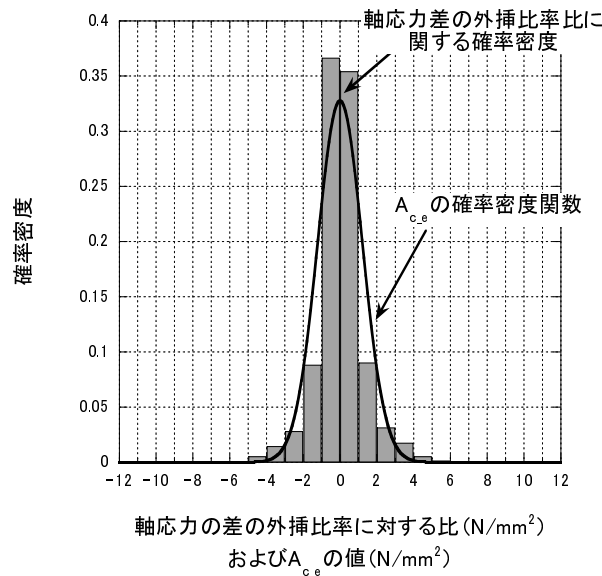


図 5.10 A_{c_e} の確率密度関数

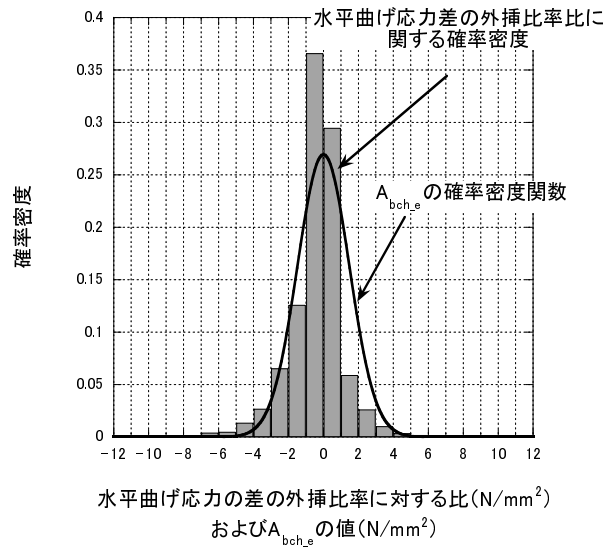


図 5.11 A_{bch_e} の確率密度関数

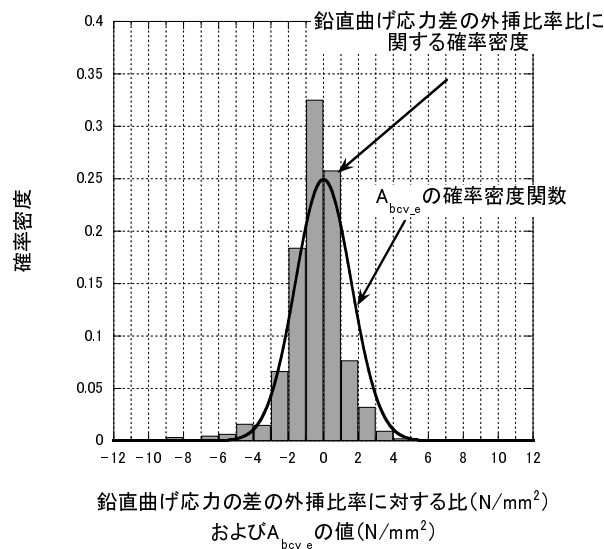


図 5.12 A_{bcv_e} の確率密度関数

り, A_{c_e} , A_{bch_e} および A_{bcv_e} を正規確率分布とすることについて妥当だと判断した。

実測データをもとに推定された支承部の摩擦係数は、3章に示したようにゲート操作ごとにばらつきを持ち、不確実性の程度は個々の支承部により異なると考えられる。3章に示した2地点のゲートについては、Aダムゲートで推定値の平均は0.33、変動係数は0.11、Bダムゲートでは平均は0.097、変動係数は0.18であった。

これより、摩擦係数の不確実性を表わす A_{fm} の統計的性質については実測データをもと個別の支承部毎に定めることとし、 A_{fm} は実測データをもとに推定され

表 5.4 実測をもとにした局部座屈照査に関わる各種確率変数の確率分布

確率変数	変数の説明	確率分布	パラメータの値
A_{c_e}	軸圧縮応力の 外挿に関わる不確実性	正規確率分布	$\mu_{c_e} = 0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $s_{c_e}^2 = 1.48 \text{ [(N/mm}^2\text{)}^2\text{]}$
A_{bch_e}	水平面内曲げ圧縮応力の 外挿に関わる不確実性	正規確率分布	$\mu_{cbh_e} = 0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $s_{cbh_e}^2 = 2.19 \text{ [(N/mm}^2\text{)}^2\text{]}$
A_{bcv_e}	鉛直面内曲げ圧縮応力の 外挿に関わる不確実性	正規確率分布	$\mu_{cbv_e} = 0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $s_{cbv_e}^2 = 2.56 \text{ [(N/mm}^2\text{)}^2\text{]}$
A_{fm}	支承部の摩擦係数に 関する不確実性	正規確率分布	$\mu_{fm} = 1.0$ s_{fm}^2 は実測より定める

た摩擦係数の平均 μ_{fm} および分散 s_{fm}^2 に従う正規確率分布とする．なお， σ_{c_fm} ， σ_{bcv_fm} の計算には推定された摩擦係数の平均値を用いており， $A_{fm} \cdot \sigma_{c_fm}$ ， $A_{fm} \cdot \sigma_{c_fm} \sigma_{bcv_fm}$ の平均値はそれぞれ σ_{c_fm} ， σ_{bcv_fm} となることから， $\mu_{fm} = 1.0$ である．
以上を表 5.4 にまとめる．

5.3.3 管理基準値の計算

図 5.1 で説明したように，実測データを活用した応力照査における管理基準値を求めるためには，目標となる安全性レベルを設定する必要がある．本論文では，安全性を信頼性指標により表わそうとしているので，目標となる信頼性指標値を設定する必要がある．設定方法には事故統計に基づく方法，他の災害危険性との比較による方法，費用－便益評価に基づく方法などいくつかの方法があり，その中で現行の設計示方書類へのキャリブレーションに基づく方法が多く，その中で現行の設計示方書類へのキャリブレーションに基づく方法が多くの設計示方書の改訂に際して適用されている^{5,7)}．既に示した図 5.7 から図 5.9 の結果は設計示方書類へのキャリブレーションに基づく方法として活用されうると考える．

ここでは，まず目標信頼性指標値が β_d として与えられたものとして，式 (5.34) をもとに計算される信頼性指標 β_m が $\beta_m \geq \beta_d$ となるように実測データを活用した応力照査における管理基準値を導出した後， β_d として具体的な値を与えて管理基準値を確認する．

計算に先立ち，式 (5.34) の表記を簡略化する． σ_{crl_d} は，幅厚比パラメータ $R \leq 0.7$ で $\sigma_{crl_d} = \sigma_{y_d}$ で表わされることはすでに述べた．

静水圧荷重による圧縮応力の測定値の和 $\sigma_{c_wm} + \sigma_{bch_wm} + \sigma_{bcv_wm}$ を σ_{ct_wm} と表わす。また、推定された摩擦係数の平均値をもとに計算されたトラニオンピン回りのモーメントによる圧縮応力の和 $\sigma_{c_fm} + \sigma_{bcv_fm}$ を σ_{ct_fm} と表わす。

正規確率変数 A_{c_e} , A_{bch_e} および A_{bcv_e} の和 $A_{c_e} + A_{bch_e} + A_{bcv_e}$ も正規確率変数となり、これを A_{ct_e} と表わす。このとき、 A_{ct_e} の平均値 μ_{ct_e} は A_{c_e} , A_{bch_e} , A_{bcv_e} のそれぞれ平均値の和で表わされ、表 5.4 から $\mu_{ct_e} = 0$ である。

A_{ct_e} の分散 $s_{ct_e}^2$ については、 A_{ct_e} , A_{bch} , A_{bcv} の間にわずかではあるが無視できない相関がみられたことから、次式により算出した値を用いる。

$$s_{ct_e}^2 = s_{c_e}^2 + s_{bch_e}^2 + s_{bcv_e}^2 + 2 \times s_{c-bch_e} + 2 \times s_{c-bcv_e} + 2 \times s_{bch-bcv_e} \quad (5.35)$$

ここで、 s_{c-bch_e} , s_{c-bcv_e} および $s_{bch-bcv_e}$ はそれぞれ軸圧縮力－水平面内曲げ圧縮応力間、軸圧縮力－鉛直面内曲げ圧縮応力間、および平面内曲げ圧縮応力－鉛直面内曲げ圧縮応力間の共分散である。これらの値はそれぞれ $0.169(\text{N/mm}^2)^2$, $0.352(\text{N/mm}^2)^2$ および $0.527(\text{N/mm}^2)^2$ であり、 $s_{ct_e}^2$ は $8.33(\text{N/mm}^2)^2$ となる。

以上を式 (5.34) に代入して、次式を得る。

$$Z = A_{crl} \cdot \sigma_{y_d} - \sigma_{ct_wm} \cdot r_e - A_{ct_e} \cdot r_e - A_{fm} \cdot \sigma_{ct_fm} \quad (5.36)$$

式 (5.36) 中の各確率変数は正規確率変数であるから、限界状態関数 Z の平均値 μ_Z および標準偏差 s_Z は解析的に求めることができ^{5.7)}次式となる。

$$\mu_Z = \mu_{crl} \cdot \sigma_{y_d} - (\sigma_{ct_wm} \cdot r_e + \sigma_{ct_fm}) \quad (5.37)$$

$$s_Z = \sqrt{s_{crl}^2 \cdot (\sigma_{y_d})^2 + s_{ct_e}^2 \cdot (r_e)^2 + s_{fm}^2 \cdot (\sigma_{ct_fm})^2} \quad (5.38)$$

式 (5.37) のうち、右辺第 2 項の括弧内の $\sigma_{ct_wm} \cdot r_e + \sigma_{ct_fm}$ は、応力測定、支承部の摩擦係数の推定を行って得られた圧縮応力の総和となっており、これを σ_{ct_m} と表わし式 (5.37) に代入して次式を得る。

$$\mu_Z = \mu_{crl} \cdot \sigma_{y_d} - \sigma_{ct_m} \quad (5.39)$$

式 (5.39) および式 (5.38) の μ_Z , s_Z を用いて $\beta_m = \mu_Z / s_Z$ で表わされる信頼性指標値 β_m が、目標値 β_d に対して $\beta_d \leq \beta_m$ となればよい。

式(5.39), 式(5.38)を用いて, $\beta_d \leq \beta_m$ より次式を得る.

$$\beta_d \leq \frac{\mu_{crl} \cdot \sigma_{y-d} - \sigma_{ct-m}}{\sqrt{s_{crl}^2 \cdot (\sigma_{y-d})^2 + s_{ct-e}^2 \cdot (r_e)^2 + s_{fm}^2 \cdot (\sigma_{ct-fm})^2}} \quad (5.40)$$

式(5.40)の両辺に, 右辺の分母を乗じて σ_{ct-m} とそれ以外の項にまとめると次式を得る.

$$\sigma_{ct-m} \leq \mu_{crl} \cdot \sigma_{y-d} - \beta_d \sqrt{s_{crl}^2 \cdot (\sigma_{y-d})^2 + s_{ct-e}^2 \cdot (r_e)^2 + s_{fm}^2 \cdot (\sigma_{ct-fm})^2} \quad (5.41)$$

一般に, 測定をもとにした局部座屈の照査は, 式(5.2)の左辺に, 静水圧荷重およびトラニオンピン回りのモーメントによる圧縮応力の総和 σ_{ct-m} を代入した式(5.42)により行われている.

$$\sigma_{ct-m} \leq \sigma_{cal} \quad (5.42)$$

幅厚比パラメータ $R \leq 0.7$ に限定する場合は $\sigma_{cal} = \sigma_{y-d}/\gamma$ であるので, 式(5.42)は次式に書き改められる.

$$\sigma_{ct-m} \leq \sigma_{y-d}/\gamma \quad (5.43)$$

式(5.43)の右辺 σ_{y-d}/γ は現状の管理基準値である設計時許容応力である.

式(5.41)と式(5.43)を見比べると, とともに左辺が実測をもとにした圧縮応力値の総和となっており, 式(5.41)の右辺は従来の管理基準値である設計許容応力に代わる新たな照査上の基準値となっている.

式(5.41)の右辺が, 本論文で提案する実測データを活用して既設ラジアルゲート脚柱の開閉時の応力照査を行う場合の管理基準値である. これを σ_{am} として改めて式で表わすと次式となる.

$$\sigma_{am} = \mu_{crl} \cdot \sigma_{y-d} - \beta_d \sqrt{s_{crl}^2 \cdot (\sigma_{y-d})^2 + s_{ct-e}^2 \cdot (r_e)^2 + s_{fm}^2 \cdot (\sigma_{ct-fm})^2} \quad (5.44)$$

以下に, σ_{am} の値を具体例を用いて示す. まず, 目標となる信頼性指標値 β_d を与える. 図5.8および図5.9に示した様に, トラニオンピン回りのモーメントが強度計算上の荷重として規定される前後で安全性のレベルが異なると考えられるので, 双方の平均値を取り出し, β_d として4.6および5.2を設定する. また, 先に述べたように, アメリカを中心とした土木・建築構造物の設計示方書で許容信頼性指標値として2.0~3.5が用いられている例^{5,7)}, 従来よりダムゲートでは鋼橋

など他の土木鋼構造物よりも低めの設計許容応力度を設定してきた経緯を参考に、限界状態関数を正規確率変数としたとき信頼性指標値3.5に対応する破壊確率よりも1オーダー程度小さな破壊確率となる信頼性指標値4.0を β_d として追加設定する。

式(5.44)のうち r_e と $s_{fm}^2 \cdot (\sigma_{ct-fm})^2$ は実測に依存する量であるが、ここでは、 $s_{fm}^2 \cdot (\sigma_{ct-fm})^2$ にある値に仮定し、 r_e をパラメータとして σ_{am} の変化をみることにする。

3章に示したAダムゲートでの摩擦係数の推定値の平均は0.33であり、同摩擦係数に対応するトラニオンピン回りのモーメントで生じるフランジ縁での曲げ圧縮応力は 60.6N/mm^2 である。摩擦係数の推定値の変動係数は0.11であるから、摩擦係数の平均値を用いて得た曲げ圧縮応力に同変動係数を乗じた 6.7N/mm^2 が、摩擦係数の標準偏差相当の曲げ圧縮応力となる。これを二乗したものが式(5.44)中の $s_{fm}^2 \cdot (\sigma_{ct-fm})^2$ であり、その値は $4.49 \times 10^1 (\text{N/mm}^2)^2$ となる。

一方、 $\sigma_{y-d}=235\text{N/mm}^2$ であり、表5.3より $s_{crl}^2=0.021$ であるから、 $s_{crl}^2 \cdot (\sigma_{y-d})^2 = 1.16 \times 10^3 (\text{N/mm}^2)^2$ となり、 $s_{fm}^2 \cdot (\sigma_{ct-fm})^2$ は、 $s_{crl}^2 \cdot (\sigma_{y-d})^2$ に比べて2オーダー小さな値となっている。Bゲートにおける $s_{fm}^2 \cdot (\sigma_{ct-fm})^2$ は、Aゲートよりもさらに小さい。

このように、実ゲートにおいて支承部の摩擦係数は不確実性を有するものの、モニタリング等を行って摩擦係数の変動係数あるいは標準偏差を精度よく推定できれば、本論文で提案する管理基準値 σ_{am} への寄与は相対的に小さくなると考えられる。数少ない摩擦係数の推定値をもとに照査する場合を考慮して、Aダムゲート、Bダムゲートより大きな値として、 σ_{y-d} の5%にあたる 12.8N/mm^2 を摩擦係数の標準偏差相当の曲げ圧縮応力を仮定する。これより式(5.44)中の $s_{crl}^2 \cdot (\sigma_{y-d})^2 + s_{fm}^2 \cdot (\sigma_{ct-fm})^2$ は $1.32 \times 10^3 (\text{N/mm}^2)^2$ となる。

以上をもとに σ_{am} を算出し、現状の管理基準値である σ_{y-d}/γ で除した $\sigma_{am}/(\sigma_{y-d}/\gamma)$ の、外挿比率 r_e に対する変化の様子を図5.13に示す。図の水平軸は外挿比率 r_e を、鉛直軸は $\sigma_{am}/(\sigma_{y-d}/\gamma)$ をそれぞれ表わす。

$\sigma_{am}/(\sigma_{y-d}/\gamma)$ は、 r_e の増加に対して上に凸な減少曲線となり、 β_d の値が大きくなる程同じ r_e に対して $\sigma_{am}/(\sigma_{y-d}/\gamma)$ は小さな値となる。 $r_e=0.0$ となる点が管理基準値 σ_{am} の上限値であり、式(5.44)の右辺に $r_e=0.0$ を代入した式(5.45)により与

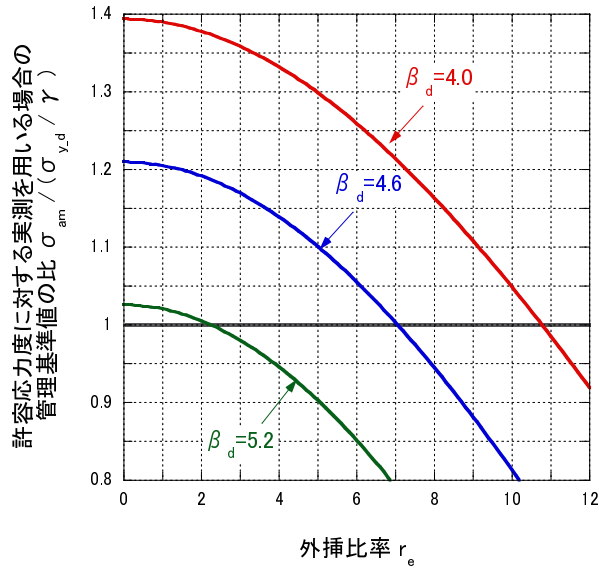


図 5.13 外挿比率に対する管理基準値の変化

えられる。

$$\mu_{crl} \cdot \sigma_{y-d} - \beta_d \cdot \sqrt{s_{crl}^2 \cdot (\sigma_{y-d})^2 + s_{fm}^2 \cdot (\sigma_{ct-fm})^2} \quad (5.45)$$

このときの $\sigma_{am}/(\sigma_{y-d}/\gamma)$ は、 β_d が 4.0, 4.6 および 5.2 に対してそれぞれ 1.39, 1.21 および 1.03 であり、いずれも 1.0 より大きな値である。これは、静水圧荷重に対する応力測定において、外挿の必要がない十分な水深で測定を行って得た応力測定値を用いて安全性照査を行う場合、現状の管理基準値である σ_{y-d}/γ よりも大きな値を管理基準値として照査しうることを意味する。

式(5.45)から、 $s_{fm}^2 \cdot (\sigma_{ct-fm})^2$ が大きくなるほど、 σ_{am} の上限値は小さくなることになる。

各曲線において $\sigma_{am}/(\sigma_{y-d}/\gamma) = 1.0$ となる外挿比率を求めることができる。これを r_{e-B} とすると、 r_{e-B} より小さい外挿比率となるような条件で応力測定を行えば、 $\sigma_{am}/(\sigma_{y-d}/\gamma) \geq 1.0$ となり、現状の管理基準値である設計許容応力度よりも大きな管理基準値を応力照査に適用しうることを意味する。

r_{e-B} は、 $\sigma_{am}/(\sigma_{y-d}/\gamma) = 1.0$ より次式で表わされる。

$$r_{e-B} = \frac{\sigma_{y-d}}{\sqrt{s_{ct-e}^2}} \sqrt{\left(\frac{\mu_{crl} - \frac{1}{\gamma}}{\beta_d} \right)^2 - \left(s_{crl}^2 + \frac{s_{fm}^2 \cdot (\sigma_{ct-fm})^2}{(\sigma_{y-d})^2} \right)} \quad (5.46)$$

ただし,

$$\left(\frac{\mu_{crl} - \frac{1}{\gamma}}{\beta_d} \right)^2 - \left(s_{crl}^2 + \frac{s_{fm}^2 \cdot (\sigma_{ct-fm})^2}{(\sigma_{y-d})^2} \right) \geq 0.0 \quad (5.47)$$

式(5.46)により r_{e-B} を求めると, β_d が 4.0, 4.6 および 5.2 に対して r_{e-B} はそれぞれ 10.8, 7.1 および 2.3 となる. ゲートに作用する静水圧荷重はゲートに作用する水深の二乗に比例する. そのため, 外挿比率を 10.8, 7.1 および 2.3 以下とするには, 応力照査を行う水深に対してそれぞれ $1/\sqrt{10.8} \times 100 = 30.4\%$, $1/\sqrt{2.3} \times 100 = 37.5\%$ および $1/\sqrt{7.1} \times 100 = 65.9\%$ 以上の水深変化を応力測定時に確保する必要がある. 従来よりダムゲートの応力測定では, 応力照査を行う水深と同程度となるゲートの扉高に対して 80% 程度^{5.24)} の水深変化が確保されており, 設計許容応力度よりも大きな管理基準値を用いた応力照査が十分に可能である.

以上, 実測データを用いて脚柱の応力照査に関わる不確実性を低減することで, 管理基準値として従来用いられている設計許容応力度よりも大きな管理基準値により照査を行うことが可能であることを示した.

式(5.44)で表わされる管理基準値はラジアルゲート開閉時の限界状態や部材の使用鋼材, 幅厚比パラメータなどに制限を設けて求められた式であり, ラーメン補剛の脚柱形式で脚柱全体が座屈するなどトラニオンカバー境界断面での局部座屈以外の限界状態が想定される場合, 幅厚比パラメータが検討範囲を超える場合あるいは極端に腐食が進み設計用の耐荷力曲線では耐荷力が評価できない場合などは別途検討する必要がある. これら本論文の検討において考慮されていない不確実性といえるが, これら未考慮の不確実性の影響は実測データを用いるなどして検討中で考慮されている不確実性を低減した際に強く現れると考えられ^{5.25)}, これらの未考慮の不確実性への対応が今後の課題といえる.

5.4 管理基準値を用いた照査方法の提案

照査式

実測データを活用したラジアルゲート開閉時における脚柱の安全性照査として, 次式による局部座屈照査を提案する.

$$\sigma_{ctm} \leq \sigma_{am} \quad (5.48)$$

ここで、 σ_{ctm} は実測データをもとにして得られる脚柱トラニオンカバー境界断面のフランジにおける圧縮応力、 σ_{am} は実測データを用いる場合の管理基準値である。式(5.48)の適用にあたっては以下の点に留意する。

1. トラニオンカバー境界断面での局部座屈を想定した照査式であり、これ以外の限界状態が想定される場合は別途検討する。
2. 脚柱の使用鋼材としてSS400鋼を想定して求められた照査式であり、これ以外の鋼材を用いている場合は別途検討する。
3. 実測されたフランジ板厚に基づく幅厚比パラメータ R が $R > 0.7$ となる場合、あるいは $R \leq 0.7$ であっても極端に腐食が進み局部座屈耐荷力が設計用の耐荷力曲線とかい離する場合は別途検討する。
4. 実測データをもとに推定した支承部の摩擦係数の平均値や標準偏差が極端に大きい場合、設計計算式により算出した計算応力と実測応力の差が極端に大きい場合はその原因を明らかにした上で、式(5.48)を適用する。
5. 実測データの外挿比率等を求める際に必要となる計算は、「水門鉄管技術基準 水門扉設計参考例（水門鉄管協会，1986）」に準じる。

応答値 σ_{ctm} の算出

式(5.48)中の σ_{ctm} は次式により求める。

$$\sigma_{ctm} = \sigma_{ct_wm} \cdot r_e + \sigma_{ct_fm} \quad (5.49)$$

ここで、

σ_{ct_wm} : 静水圧荷重による脚柱フランジの圧縮応力

σ_{ct_fm} : 支承部の摩擦力に起因したトラニオンピン回りのモーメントによる脚柱フランジの圧縮応力

r_e : 実測応力を照査荷重下での応力値に外挿するための外挿比率

σ_{ct_wm} , σ_{ct_fm} および r_e は以下の手順により求める。

まず、目標信頼性指標値 β_d を設定する．本論文では $\beta_d=4.0, 4.6$ および 5.2 の3つの値を用いたが、照査対象となるゲートの管理状態や重要性などを考慮して適切な値を設定する．

続いて、トラニオンピン回りのモーメントによる脚柱フランジの圧縮応力 σ_{ct_fm} を、実測にもとづいて求める．

1. ゲート操作を行い、脚柱のうちトラニオンカバー境界に近い断面での鉛直面内曲げ応力を測定する．
2. 断面中の応力測定点は、フランジの4隅に配置し、鉛直面内曲げ応力が分離できるよう配慮する．
3. ゲート操作中の断面縁での鉛直面内曲げ応力変化を $\sigma_{bcv_fm_i}$ とする．
4. $\sigma_{bcv_fm_i}$ には前の操作の摩擦抵抗の残留分が含まれるので、これを1/2した $\sigma_{bcv_fm_i}/2$ を求める．
5. ゲート操作時の水压荷重条件下で、支承部の摩擦係数を1.0とした場合に生じる測定断面縁での鉛直面内曲げ応力を計算し、これを $\sigma_{bcv_1.0}$ とする．
6. $\sigma_{bcv_fm_i}/2$ を $\sigma_{bcv_1.0}$ で除した値をゲート操作に対する摩擦係数の推定値とする．
7. 以上の測定を複数回のゲート操作に対して行って、摩擦係数の推定値の平均値 μ_{fm} と標準偏差 s_{fm} を求める．
8. 照査を行う水深による水压荷重下で、支承部の摩擦係数として μ_{fm} を考慮した場合に生じる測定断面縁での鉛直面内曲げ圧縮応力および脚柱間連結部材を含めたトラス構造とした時の軸圧縮応力の総和を計算し、これを σ_{ct_fm} とする．
9. 同様に、照査を行う水深による水压荷重条件下で、支承部の摩擦係数として s_{fm} を考慮した場合に生じる鉛直面内曲げ圧縮応力および軸圧縮応力の総和を $(s_{fm} \cdot \sigma_{ct_fm})/\mu_{fm}$ により計算する．
10. 計算された $(s_{fm} \cdot \sigma_{ct_fm})/\mu_{fm}$ を用いて外挿比率 r_{e_max} を式(5.50)より求める．

$$r_{e_max} = \frac{\sigma_{y_d}}{\sqrt{s_{ct_e}^2}} \sqrt{\left(\frac{\mu_{crl} - \frac{1}{\gamma}}{\beta_d} \right)^2 - \left\{ s_{crl}^2 + \left(\frac{s_{fm} \cdot \sigma_{ct_fm}}{\mu_{fm}} \right)^2 \cdot \frac{1}{(\sigma_{y_d})^2} \right\}} \quad (5.50)$$

ここで,

σ_{y_d} : SS400 材の降伏点規格値 ($\sigma_{y_d} = 235\text{N/mm}^2$)

γ : 設計安全率 ($\gamma=2.0$)

μ_{crl}, s_{crl}^2 : 圧縮フランジの局部座屈に関わる不確実性を表わす量 ($\mu_{crl}=1.31, s_{crl}^2=0.021$)

$s_{ct_e}^2$: 実測応力の外挿に関わる不確実性を表わす量 ($s_{ct_e}^2 = 8.33(\text{N/mm}^2)^2$)

次に、静水圧荷重に対するフランジの圧縮応力 σ_{ct_wm} を、実測にもとづいて求める。

1. 脚柱のうちトラニオンカバー境界に近い断面を応力測定断面として設定する。
2. 応力測定時の水深変化に伴う、応力測定断面における荷重の変化量 F_m と照査を行う水深相当の荷重が作用した時の応力測定断面における荷重 F_d を計算し、その比 F_d/F_m を外挿比率 r_e とする。
3. $r_e \leq r_{e_max}$ となるように、応力測定時の水深変化を設定する。
4. 実際に水深を変化させながら応力測定を実施する。測定断面内の応力測定点は、フランジの4隅に配置し、断面の軸圧縮応力、水平面内曲げ応力、鉛直面内曲げ応力が分離できるよう配慮する。
5. 得られた実測応力をもとに、軸圧縮応力 σ_{c_wm} 、断面縁での水平面内曲げ圧縮応力 σ_{bch_wm} および断面縁での鉛直面内曲げ圧縮応力 σ_{bcv_wm} を計算し、これらの総和を σ_{ct_wm} とする。
6. 圧縮応力の総和 σ_{ct_wm} に外挿比率 r_e を乗じた $\sigma_{ct_wm} \cdot r_e$ を計算する。

以上より、 σ_{ctm} を $\sigma_{ctm} = \sigma_{ct_wm} \cdot r_e + \sigma_{ct_fm}$ により求める。

管理基準値 σ_{am} の算出

式(5.48)中の管理基準値 σ_{am} を、式(5.51)により求める。

$$\sigma_{am} = \mu_{crl} \cdot \sigma_{y-d} - \beta_d \sqrt{s_{crl}^2 \cdot (\sigma_{y-d})^2 + s_{ct-e}^2 \cdot (r_e)^2 + \left(\frac{s_{fm} \cdot \sigma_{ct-fm}}{\mu_{fm}} \right)^2} \quad (5.51)$$

5.5 5章のまとめ

ラジアルゲートの開閉時の安全性照査に関して、実測データを用いた脚柱の応力照査における管理基準値を構造信頼性理論により求めた。

1) 限界状態の設定

2章の実験結果をもとに、ラジアルゲート脚柱の開閉時の限界状態をトラニオンカバー境界でのフランジの局部座屈とし、設計時の局部座屈照査式を参考に限界状態関数を設定した。

2) 計算応力を用いた応力照査における信頼性指標値の算出

計算応力により照査を行う場合の安全性を、構造信頼性理論に基づき信頼性指標値として算出した。計算応力の算出は水門鉄管技術基準の設計参考例に従い、支承部の摩擦係数の値としては設計で推奨される0.2を用いた。計算応力の不確実性については、4章の結果をもとに確率分布を設定した。トラニオンピン回りのモーメントによる圧縮応力の水压荷重による圧縮応力に対する比、これら圧縮応力の総和の設計許容応力度に対する比をもとに、4章で用いた実ゲートそれぞれに対して信頼性指標値を算出した結果、トラニオンピン回りのモーメントが強度計算上考慮すべき荷重として技術基準に規定される前後のゲートで、それぞれ安全性レベルに差があることを明らかにした。

3) 実測データを用いた応力照査における管理基準値の算出

計算応力を用いた応力照査における信頼性指標値の計算結果をもとに目標となる信頼性指標値を設定し、実測データを用いた応力照査における信頼性指標値が目標を上回るという条件のもと管理基準値を算出した。算出にあたり、実測データを活用して得られる脚柱応力に対する確率分布は3章、4章の結果をもとに設定した。得られた管理基準値は実測応力の外挿比率の大きさに応じて変化し、外挿比率を小さく抑えた測定条件で得た脚柱の実測応力を用いることにより、現行の管理基準値よりも大きな管理基準値により照査を行えることを示した。

5章の参考文献

- 5.1) *ISO 13822:2010 -Bases for design of structures - Assessment of existing structures.*
- 5.2) 鉄道総合技術研究所. 鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編 鋼・合成構造物）, pp. 57–59. 丸善, 2007.
- 5.3) 阿部英彦, 足立成之, 中村征一. 鋼橋の実耐率と制限速度. 構造物設計資料, No. 37, pp. 1543–1547, 1974.
- 5.4) 酒井信介. 機械構造物の設計維持における安全裕度. 検査技術, Vol. 13, No. 12, pp. 1–7.
- 5.5) *ASME Boiler & Pressure Vessel Code, Sec III, Rules for Construction of Nuclear Facility Components Construction of Nuclear Power Plant Components, 2001.*
- 5.6) *ASME Boiler & Pressure Vessel Code, Sec XI, Rules for In-service Inspection of Nuclear Facility Components Construction of Nuclear Power Plant Components, 2001.*
- 5.7) 星谷勝, 石井清. 構造物の信頼性設計法. 鹿島出版会, 1986.
- 5.8) R. E. Melchers. *Structural Reliability and Prediction Second Edition.* John Wiley & Sons, 1999.
- 5.9) 港湾の施設の技術上の基準・同解説検討委員会. 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上下). 日本港湾協会, 2007.
- 5.10) 日本建築学会. 建築物の限界状態設計指針. 2002.
- 5.11) 高田毅士. 試験・観測データの有効活用－保証試験とベイズ更新. 日本信頼性学会誌, Vol. 32, No. 2, pp. 84–89, 2010.
- 5.12) Alfredo H-S. Ang, Wilson H. Tang 著, 伊藤學, 亀田弘行, 能島暢呂, 阿部雅人訳. 改訂 土木・建築のための確率・統計の基礎. 丸善, 2007.
- 5.13) ダム・堰施設技術協会. ダム・堰施設技術基準（案）基準解説編・マニュアル編. 2011.
- 5.14) 水門鉄管協会. 水門鉄管技術基準 水門扉編－付解説－ 第5回改訂版. 2007.

- 5.15) 日本道路協会. 道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説. 2002].
- 5.16) 土木研究所構造物研究グループ橋梁チーム. 鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査. 土木研究所資料, No. 4090, 2008.
- 5.17) 東海鋼構造研究グループ. 鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用 (下) . 橋梁と基礎, Vol. 14, No. 12, pp. 38–44, 1980.
- 5.18) 齋藤潔, 山本広祐. ラジアルゲート脚柱の耐荷力評価法に関する検討. 土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 4, pp. 596–612, 2010.
- 5.19) 柴田明德. 確率的手法による構造安全性の解析. 森北出版, 2005.
- 5.20) 水門鉄管協会. 水門鉄管技術基準－付解説－ 第2回改訂版. 1973.
- 5.21) 水門鉄管協会. 水門鉄管技術基準－付解説－. 1960.
- 5.22) 竹林征三, 高須修二, 桜井好文, 貴堂厳. ゲートの技術基準の変遷に関する研究. 土木研究史, No. 16, pp. 159–174, 1996.
- 5.23) 和知ダムゲート事故技術調査委員会. 和知ダムゲート事故原因調査報告. 1968.
- 5.24) 通産省資源エネルギー庁. 鋼構造物の診断マニュアル (案) . 1993.
- 5.25) 佐藤尚次, 長谷川彰夫, 西野文雄. 人的過誤等の要因が安全率設定に及ぼす影響に関する一考察. 構造工学論文集, Vol. 32A, pp. 517–528, 1986.

6章 結論

本論文は，ダムゲートの設備管理者が求める管理基準値の設定に対するひとつの方法論を検討したものである．検討においては，ダムゲートの中でも過去の損傷事例から特に注意が必要と考えられるラジアルゲート開閉時の支承部の摩擦力に起因した脚柱の損傷を採り上げ，開閉時の安全性照査に実測データを活用する場合の管理基準値の設定を目標として検討を行った．

検討内容として特に重視した事項は次のとおりである．

- 1) 従来の設計計算式ベースで行われる照査に内在する不確実性を明らかにすること
- 2) 実測データを活用した照査に内在する不確実性を明らかにすること
- 3) これらの不確実性の差を考慮した管理基準値を提案すること

検討を通じて得られた成果と結論をまとめて以下に述べる．

(1) ラジアルゲート開閉時の脚柱の限界状態（2章）

ラジアルゲート開閉時における脚柱の限界状態を実験的に把握することを目的として，実験方法を提案しこれを用いた耐荷力実験の結果を示した．

提案した実験方法は，ラジアルゲート脚柱の鉛直架構面を模擬した縮尺模型に対して，滑車，ワイヤロープおよび重錘による載荷機構を適用した方法であり，開閉の模擬による模型の変位・変形の進行に対して，水圧模擬荷重を一定の大きさで作用させることができるという利点がある．

トラニオンピン回りのモーメントによる脚柱の曲げモーメント分布において，最大曲げモーメントへの影響が大きいトラニオンカバー長が異なる模型4体を製作し，提案実験法により耐荷力実験を実施した．

実験の結果、トラニオンカバー長が伸びるに連れて、設計計算上想定されている曲げモーメント分布と、実験から得られる曲げモーメント分布の乖離が大きくなることを明らかにした。

実験において脚柱のうち曲げモーメントが最大となる位置は、トラニオンカバー長によらずトラニオンカバー境界位置となり、模型の最大耐荷力時には同位置でフランジの曲げ圧縮縁に面外変形を生じた。これより、脚柱フランジ曲げ圧縮縁の局部座屈がラジアルゲート開閉時の重要な限界状態のひとつであることを実験的に明らかにした。

トラニオンカバー長が伸びるにつれて、トラニオンピン回りのモーメントに対する脚柱のうちトラニオンカバー境界位置での曲げモーメントの比率が小さくなり、これに伴って模型の最大耐荷力が大きくなることを明らかにした。

(2) 支承部における摩擦抵抗の不確実性 (3章)

ラジアルゲート支承部における摩擦係数の供用中の変化を把握することを目的として、供用中のダムゲート2地点2門において、脚柱のうち支承部の摩擦力による曲げモーメントが大きい断面を選び、同断面内のひずみ変化のモニタリングを1年余りにわたって行った。実際の放流中に得られたゲート操作時のひずみ変化をもとに、ゲート操作ごとの支承部の摩擦係数を推定した。

ゲート操作時のひずみ変化には、ひとつ前のゲート操作終了時から残留している摩擦力の影響が含まれており摩擦係数の推定にはこれを考慮する必要があること、モニタリング対象ゲートではゲート操作が行われていない期間も摩擦力が常に残留し続けていたことを明らかにした。

モニタリングの結果から推定された摩擦係数はゲート操作ごとに異なっており、供用中に支承部の摩擦係数がばらつくこと、ばらつきの程度は多くの測定例にみられるゲート毎の摩擦係数のばらつきに対して小さいことを明らかにした。

(3) 静水圧荷重による脚柱応力の不確実性 (4章)

静水圧荷重により脚柱に生じる応力に関連して、設計計算式に基づいて計算された応力を応力照査に用いる場合の不確実性、実測により得た応力を応力照査に用いる場合の不確実性を、供用中のダムゲート25地点31門での計算応力、実測応力の比較により検討した。

計算応力に関わる不確実性について、応力測定と同じ水圧荷重下で設計計算式により応力を算出し、計算応力と実測応力との差を計算応力に関わる不確実性と定義してその定量化を行った。軸応力成分、水平曲げ応力成分および鉛直曲げ応力成分それぞれについて検討を行い、これらの計算応力に関わる不確実性が軸応力成分の計算値の大きさに依存することを明らかにした。定量化した各計算応力の不確実性の比較から、水平曲げ応力成分と鉛直曲げ応力成分で同程度、軸応力成分でこれらより小さいことを明らかにした。

実測応力に関わる不確実性について、ある水圧荷重下で測定された実測応力を応力照査を行う水圧荷重下での応力値へ外挿する際に生じる外挿した応力と実際の応力との差を、実測応力を用いた応力照査に関わる不確実性と定義してその定量化を行った。測定時の水圧荷重が異なる複数の実測応力をもとに仮想的に外挿元と外挿先の関係を作り、外挿先での実測応力と外挿応力とを比較した。設計計算式にもとづく荷重分担の変化を利用して外挿を行う場合、外挿によって生じる不確実性は外挿比率の大きさに依存することを明らかにした。

(4) 実測データを用いた応力照査における管理基準値 (5章)

ラジアルゲートの開閉時の安全性照査に関して、実測データを用いた脚柱の応力照査における管理基準値を構造信頼性理論により求めた。

2章の実験結果をもとに、ラジアルゲート脚柱の開閉時の限界状態をトラニオンカバー境界でのフランジの局部座屈とし、設計時の局部座屈照査式を参考に限界状態関数を設定した。

計算応力により照査を行う場合の安全性を、構造信頼性理論に基づき信頼性指標値として算出した。計算応力の算出は水門鉄管技術基準の設計参考例に従い、支承部の摩擦係数の値としては設計で推奨される0.2を用いた。計算応力の不確実性については、4章の結果をもとに確率分布を設定した。トラニオンピン回りのモーメントによる圧縮応力の水圧荷重による圧縮応力に対する比、これら圧縮応力の総和の設計許容応力度に対する比をもとに、4章で用いた実ゲートそれぞれに対して信頼性指標値を算出した結果、トラニオンピン回りのモーメントが強度計算上考慮すべき荷重として技術基準に規定される前後のゲートで、それぞれ安全性レベルに差があることを明らかにした。

計算応力を用いた応力照査における信頼性指標値の計算結果をもとに目標となる信頼性指標値を設定し、実測データを用いた応力照査における信頼性指標値が目標を上回るという条件のもと管理基準値を算出した。算出にあたり、実測データを活用して得られる脚柱応力に対する確率分布は**3章**、**4章**の結果をもとに設定した。得られた管理基準値は実測応力の外挿比率の大きさに応じて変化し、外挿比率を小さく抑えた測定条件で得た脚柱の実測応力を用いることにより、現行の管理基準値よりも大きな管理基準値により照査を行えることを示した。

以上、本論文では、ラジアルゲート開閉時の脚柱の応力照査に関わる不確実性を実測データをもとに低減することにより、従来の計算式ベースで行われる応力照査よりも管理基準値を緩和できることを示した。言い換えると、計算上の発生応力が従来の管理基準値を上回っていたとしても、適切な実測条件で得られた実測データを用いるならば、発生応力は同じレベルでも十分に安全性が確保されるということである。既設ゲートの維持管理においては、コストの制約から実測を行う機会は現状では少ないと考えるが、本論文の検討内容が既設ゲートでの実測に対する設備管理者の動機付けとなり、正確な実態の把握にもとづく安全性の説明、ひいては安全性の維持、向上につながることを期待する。

今後は、極端に腐食が進んだ際のゲート全体での損傷モードや耐荷力の変化とそのばらつき、地震時におけるゲートの動的応答と損傷モードなど、本論文で扱っていない限界状態や不確実性に関する課題に取り組み、設計から供用終了までにゲートとして確保すべき安全性について議論していきたいと考える。

謝辞

本論文を締めくくるにあたり、学生時代に卒業論文の制作，就職活動でお世話になり，今回博士論文のとりまとめの機会を頂くとともに丁寧にご指導賜りました東京大学大学院 工学系研究科社会基盤学専攻 藤野陽三教授に厚く御礼申し上げます。また，論文審査あたり早稲田大学大学院 創造理工学研究科建設工学専攻 依田照彦教授，東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 高田毅士教授，同工学系研究科社会基盤学専攻 石原孟教授，同新領域創成科学研究科環境学研究系国際協力学専攻 本田利器教授および同工学系研究科社会基盤学専攻 長山智則講師から有益なご助言，ご指導を頂きました。心より感謝申し上げます。

本論文は，著者が一般財団法人電力中央研究所に入所以来，十数年にわたって携わってきたダムゲート，水圧鉄管など水力発電に関わる鋼構造物の維持管理研究のうち，ラジアルゲートに関わる検討の成果をとりまとめたものです。研究の始まりは，入所ときに電力中央研究所地球工学研究所 山本広祐副所長，同構造工学領域 齋藤潔上席研究員に準備いただいた水力鋼構造物のモニタリング技術に関わる検討課題でした。以降今日に至るまで，両氏のご指導，ご助言を頂きながら関連する研究を進め，本論文をまとめるベースを構築できました。厚く御礼申し上げます。

本論文では，実ゲートでの実測データが最も重要な役割を果たしました。実ゲート支承部のモニタリングにおいては，電源開発株式会社 水力・送変電部土木グループ，同西日本支店高知電力所，北海道電力株式会社 企画本部総合研究所，同発電本部水力部および同日高水力センター土木課（いずれもモニタリング実施当時）の多くの方々にご協力を賜りました。改めて御礼申し上げます。また，実測応力を用いた不確実性の定量化および管理基準値の検討においては，電力中央研究所内に設置した「水門扉の維持管理基準研究評価委員会」に参画いただいて有益なご議論をいただくとともに，実測データほか貴重な資料のご提供をいただきました北海道電力，東北電力，東京電力，中部電力，北陸電力，関

西電力，四国電力，中国電力，九州電力および電源開発の各委員，現場担当者の皆さまに，深く御礼申し上げます．同委員会では，中央大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 佐藤尚次教授に委員としてご参加いただき，構造信頼性の観点からご助言，ご指導をいただきました．深く感謝申し上げます．

電力中央研究所OBであられる広島大学 中村秀治名誉教授には，電力中央研究所在任中には水力鋼構造物の維持管理研究の先達として関連研究の遂行に際してお世話になり，広島大学に移られてからも上記「水門扉の維持管理基準研究評価委員会」ほか様々な機会でご指導いただきました．また，今回論文をまとめるに当たってはご助言と激励をいただきました．厚く御礼申し上げます．

電力中央研究所地球工学研究所地震工学領域 中島正人主任研究員には，直近に学位を取得された先輩として論文制作に関わる経験をご教示頂きました．深く御礼申し上げます．

自主研究，受託研究で研究を共にする電力中央研究所職員の皆さまには，論文のとりまとめにあたり様々なご配慮をいただきました．また，電力中央研究所我孫子地区野球部，サッカー部の皆さまとの文体活動は，心身の良いリフレッシュとなりました．お一人お一人名前を挙げて謝意を表すべきところですが，ここにまとめて御礼を申し上げさせていただきます．

家を空ける機会が多く迷惑をかけた家族，音沙汰少なく心配をかけ続けている両親にお詫びを申し上げるとともに，これまで支えてくださったことに感謝いたします．

最後に，昨年春に亡くなった祖母の墓前に本論文を捧げます．

2013年3月

塩竈 裕三