

**БЪЛГАРСКА АКАДЕМИЯ НА НАУКИТЕ
НАЦИОНАЛЕН ИНСТИТУТ ПО МЕТЕОРОЛОГИЯ И ХИДРОЛОГИЯ**

Антон Дойчинов Ценков

Инженер по хидротехническо строителство
Университет по архитектура, строителство и геодезия, София
Master of Engineering
Carleton University, Ottawa

**НЕЛИНЕЕН СТАТИЧЕН И СЕИЗМИЧЕН АНАЛИЗ НА
БЕТОННИ ДЪГОВИ ЯЗОВИРНИ СТЕНИ**

АВТОРЕФЕРАТ

София, май 2013

Дисертационният труд е представен в 7 точки, включително увод и заключение. Списъкът на литературните източници обхваща 69 заглавия. Дисертационният труд съдържа 186 страници, 107 фигури и 3 таблици.

Защитата на дисертационния труд ще се състои на 19.06.2013 от 14 часа в Учебния център на НИМХ-БАН.

Материалите са на разположение на интересуващите се и се намират в канцеларията на НИМХ-БАН.

**БЪЛГАРСКА АКАДЕМИЯ НА НАУКИТЕ
НАЦИОНАЛЕН ИНСТИТУТ ПО МЕТЕОРОЛОГИЯ И ХИДРОЛОГИЯ**

Антон Дойчинов Ценков

Инженер по хидротехническо строителство
Университет по архитектура, строителство и геодезия, София
Master of Engineering
Carleton University, Ottawa

**НЕЛИНЕЕН СТАТИЧЕН И СЕИЗМИЧЕН АНАЛИЗ НА
БЕТОННИ ДЪГОВИ ЯЗОВИРНИ СТЕНИ**

АВТОРЕФЕРАТ

за присъждане на образователна и научна степен „доктор”
в област на висше образование 5. Технически науки, професионално направление 5.7
Архитектура, строителство и геодезия (Хидротехническо строителство)

Научен ръководител:

Проф. д-р инж. Стоян Григоров

Рецензенти:

Чл.-кор. д-р инж. Ангел Балтов

Проф. д-р инж. Димитър Тошев

София, май 2013

Характеристика на дисертационния труд

Актуалност на проблема

Темите, свързани със сигурността на големите язовири са от известно време насам предмет на сериозно обществено внимание. Сигурността на съществуващите и на новопроектираните язовирни стени трябва да бъде анализирана при използването на съвременни методи, даващи възможност за правилно определяне на поведението им при основни и особени съчетания на въздействията.

В голяма част от случаите, дъговите стени са проектирани при приемането за линейно-еластично реагиране на натоварванията и въздействията. Всъщност, при силни сеизмични въздействия възникват няколко нелинейни ефекта в поведението на стената, които не отговарят на това приемане. Настоящият труд изследва два от най-значимите нелинейни ефекта, свързани със статичното и сеизмичното поведение на дъговите язовирни стени – отваряне на фугите между блоковете и в основата на стената и напуквания на бетона при високи напрежения.

Цел на разработката

Целта на настоящия труд е съставянето на числен модел и числен алгоритъм за нелинеен анализ на дъгови язовирни стени при отчитане на комбинирания ефект от отваряния/затваряния във фугата „бетон-скала”, отваряния/затваряния и приплъзвания във фугите между блоковете на стената, и нелинейното и не-еластичното поведение на бетона в блоковете при силни сеизмични въздействия.

Методи на изследване

Числените модели и алгоритъм за нелинеен анализ на дъгови язовирни стени са дефинирани по метода на крайните елементи. Използвани са също така добре установени методи за итеративно решаване на нелинейните уравнения на статично и динамично равновесие.

Основни научни и научно-приложни приноси

Вследствие на направените изследвания, настоящият труд прави следните научни и научно-приложни приноси: (i) създадени са числен модел и числен алгоритъм за анализ по метода на крайните елементи на напрегнатото и деформираното състояние на дъгови стени при статични и сеизмични въздействия, които дават възможност за точно и подробно отчитане на основните нелинейните ефекти в поведението им; (ii) численият модел включва нелинеен фугов модел за описание на поведението на фугите на стената и модел на пластичните повреди за описание на нелинейното поведение на бетона; (iii) валидността на предложените числен модел и алгоритъм са проверени чрез провеждане на статичен и сеизмичен анализ на съществуваща дъгова стена; и (iv) въз основа на резултатите от горния анализ са направени заключения, които са общовалидни за поведението на дъгови стени и показват необходимостта от отчитане на изследваните нелинейни ефекти.

Практическо значение на разработката

Предлаганата методика може успешно да бъде използвана в инженерната практика при проектиране на нови и проверка на съществуващи дъгови стени, възможностите за което са описани в заключението на автореферата.

Апробация на разработката

Настоящите изследвания са представени и дискутирани на различни национални и международни форуми. Могат да се изброят около десет публикации на автора, свързани с темата на разработката, а именно статичен и сеизмичен анализ на бетонни стени. Три от тези публикации са самостоятелни. Част от изследванията са докладвани и обсъдени на научен семинар на секция „Устойчивост на ХТС” към ИВП-БАН през януари 2008 г. През декември 2012 г. разработката бе докладвана на научен семинар на департамент „Управление и използване на води” към НИМХ-БАН за откриване на процедура за защита на дисертация.

1. Увод

Поради постоянното нарастване на броя на големи язовири в експлоатация и възможността от катастрофа, която може да бъде причинена от разрушението на голяма язовирна стена, проблемът със сигурността на тези съоръжения е от известно време насам предмет на сериозно обществено внимание. В някои страни са създадени държавни регулаторни агенции, които въвеждат в сила мерки и нормативи за оценка и одобряване на проектите за нови язовири, както и процедури за проверка и осигуряване на сигурната експлоатация на съществуващите язовири. Големият напредък на науката в областта на численото моделиране и анализ строителни конструкции дава възможност да се изследват и преоценят в дълбочина предишните проектни приемания и приближения. Някои от тези преоценки показват, че определени опростявания и приемания по отношение на материалните модели и структурното поведение, използвани в проектирането на големи язовирни стени, не са в полза на сигурността на съоръженията. Следователно, сигурността на много от съществуващите язовирни стени трябва да бъде преоценена в светлината на новите познания и развитие на науката. С цел да се определят правилно и оптимизират съществуващите мероприятия за укрепване и рехабилитация на съществуващите стени е необходимо да се използват числени модели и аналитични процедури, с помощта на които е възможно точно да се установи поведението и реагирането на стените при основни и особени съчетания на натоварванията и въздействията върху тях.

Много от язовирните стени са разположени в райони с висока сеизмичност. Поради гореспоменатите причини, сеизмичният риск на големите язовири е въпрос от значителен интерес за проектантите и собствениците на язовирни стени, както и за съответните експлоатационните организации. Съгласно препоръките на Международната комисия по големи язовири, язовирните стени трябва да се оразмеряват така, че да реагират като линейно-еластични конструкции при земетресения от ниво Operating Basis Earthquake (OBE), т.е. земетресения с определена вероятност, които биха могли да въздействат върху съоръжението през периода на експлоатацията му. При земетресения от ниво Safety Evaluation Earthquake (SEE), т.е. максималното възможно земетресение за площадката на стената, се допускат повреди в ограничени зони в тялото на стената, които при това не застрашават цялостната способност на съоръжението да задържа подприщаната във водохранилището вода и не предизвикват неконтролирани изпускания на вода от него (ICOLD, 2010) [23].

За да се оцени поведението на съществуваща или планирана язовирна стена при силни земетресения и да се покаже дали тя отговаря или не на горепосочените препоръчителни изисквания е необходимо да се проведе подробен и цялостен нелинеен динамичен анализ. Тъй като големите язовирни стени са масивни конструкции, нееластичното реагиране на стената при земетръс, дължащо се на големите инерционни сили възникващи в тялото на стена, както и взаимодействията между стената, основата и водохранилището са важни фактори, които трябва да се отчитат и моделират по реалистичен начин при оценяването на сеизмичното поведение на тези съоръжения (ICOLD, 1986) [22].

Познанието и инженерната практика по отношение на числения анализ на линейно-еластичното поведение на бетонни язовирни стени са достигнали понастоящем високо ниво. За това допринасят трудовете на много изследователи, измежду които някои от най-значимите са тези на Clough, Raphael и Mojtahedi (1973) [9], Hall и Chopra (1983) [17], Fok и Chopra (1985) [14] и Tan и Chopra (1995) [44]. В преобладаващия случай обаче, нелинейните ефекти при реагирането на високи язовирни стени при силни земетръсни въздействия не се разглеждат в необходимата дълбочина. От една страна това се дължи на липсата на достатъчно експериментални данни и сложността на проблематиката, а от друга - на значителните компютърни ресурси, необходими за съответните числени изследвания. В тази връзка, настоящата дисертация представя една нова числена процедура за нелинеен динамичен анализ в област време на реагирането и поведението на бетонни язовирни стени при

силни земетресения.

Нелинейни ефекти при реагирането на дъговите язовирни стени могат да възникнат в тялото и в скалната основа на стената. Настоящият труд се занимава единствено с нелинейностите в тялото на стената. Предложените тук формулировки могат да бъдат приложени в следващи разработки, при които ще се отчитат нелинейни ефекти и в основата на дъговите стени.

Една от причините за нелинейност в реагирането на бетонни дъгови стени подложени на силни земетръсни въздействия е нелинейността, в общия случай, на зависимостта „напрежения - деформации” при бетона. Нелинейното поведение на бетона е много сложно и зависи от историята и скоростта на промяна на натоварванията. Когато напреженията на опън надвишат опънната якост на бетона, започва образуването на пукнатини, които се увеличават при всяко следващо надвишаване на текущата остатъчна якост. От друга страна, натискови напрежения по-високи от около една трета от граничната якост на натиск на бетона предизвикват необратими пластични деформации и повреди на материала. Вследствие на образуването на пукнатини при високи опънни напрежения, както и от пластификация и повреди при високи натискови напрежения, бетонните съоръжения реагират нелинейно и нееластично на натоварванията, предизвикали тези напрежения. Тъй като при силни земетръсни въздействия възникват високи напрежения както на опън, така и на натиск, следва изводът, че при анализите, направени при предположението за линейно-еластична зависимост между напрежения и деформации се изчисляват нереалистично високи опънни и натискови напрежения в тялото на бетонните стени.

Друг важен източник на нелинейност в поведението на бетонните дъгови стени при земетръс е наличието на фуга в контакта „стена-основа” и на фуги между блоковете на стената. Дъговите стени се изграждат по блокове, чието строителство напредва по различно време по височина. Страничните повърхности на вече изградените блокове се използват за кофраж на тези до тях. В процеса на изстиване на бетона, на границата между съседните блокове се образуват т.н. „контракционни фуги”, които се инжектират с цименто-пясъчен разтвор преди началото на завиряване на водохранилището. Поради ниската опънна якост до която достига след втвърдяването си инжектирания в контракционните фуги цименто-пясъчен разтвор, последните не могат да предават опънни напрежения между съседните блокове. При земетръс, съседните блокове могат да претърпят премествания в различни посоки, което да предизвика относителни премествания в контракционните фуги, а оттам и значителна дисипация на сеизмичната енергия, вследствие на отваряне, затваряне и приплъзвания във фугите.

Един от най-известните случаи на действително сеизмично поведение на големи дъгови язовирни стени е това на 111 m високата язовирна стена „Rasoima” при земетресението „San Fernando” от 1971 г. Земетресението е било с магнитуд 6.6 по скалата на Richter, като епицентърът му е бил само на 6.5 километра от стената. Съгласно записите на акселерограф, инсталиран на хребет в близост до стената, максималните хоризонтални компоненти на ускорението са надвишили 1.0g, а максималната стойност на вертикалното ускорение е била над 0.7g. Въпреки големите вибрации, претърпени от стената, не са забелязани никакви сериозни повреди, които да застрашат сигурността ѝ (IEC, 1972) [24]. Земетресението е предизвикало отварянето на контракционната фуга между стената и опорния ѝ блок в левия бряг, както и малка пукнатина в основата на блока. Необходимо е да се отбележи обаче, че по време на земетресението водното ниво е било на 45 m под нивото на короната на стената.

През 1994 г., язовирна стена „Rasoima” отново е подложена на силно силно сеизмично въздействие – този път от земетресението „Northridge”, с моментен магнитуд 6.7 и епицентър на около 17.7 километра югозападно от створа на стената. Измерените максимални стойности на ускоренията в близост до основата на стената достигат 0.5g в хоризонтално направление и 0.4g във вертикално. В лявата брегова опора са измерени ускорения от 1.6g в направление перпендикулярно на оста на долината, и 1.2g във вертикално направление.

Това са едни от най-високите ускорения, някога въобще регистрирани с измервателна апаратура по време на земетресение. Записаните акселерограми дават уникалната възможност да се изследва поведението на дъгови стени при силно сеизмично въздействие (Mojtahedi и Fenves, 1996) [35]. В резултат на земетресението, стената претърпява следните повреди: (1) отваряне на вертикалните контракционни фуги, които след края на земетресението се затварят вследствие на хидростатичния натиск – с изключение на разположената най-вляво, при която е останало постоянно отваряне от около 5 cm поради необратимото преместване на левия опорен блок към долно водно ниво; (2) необратими премествания в горната част на стената, като максималната им стойност достига 4.6 cm в короната; и (3) малки напуквания на бетона и премествания на блоковете в хоризонтална и вертикална посока. Язовирът, чието водно ниво се поддържа ниско за да се осигури достатъчен обем за ретензия на висока вълна, е бил пълнен около 65% по височина, т.е. водното ниво е било 30 m под короната.

Едно от най-силните земетресения през последните години бе това на 12 май 2008 г. в китайската провинция Sichuan. Съгласно Държавното сеизмологично бюро на Китай, магнитудът на най-силния трус достига 8 по скалата на Richter. Земетресението, което е наречено „Wenchuan”, разкъсва участък с дължина 240 km по протежение на разломната система Longmenshan. Дълбочината на епицентъра е 19 km. Регистрираните максимални ускорения на земната повърхност в хоризонтално и вертикално направление са съответно 0.98g и 0.97g. Продължителността на силните движения на земната повърхност е от 90 до 120 секунди, а преместванията на повърхността на разлома достигат 4.7 m в хоризонтално и 4.8 m във вертикално направление. В провинция Sichuan се намират и някои от най-големите дъгови язовирни стени в света. Измежду тях е и най-високата в света дъгова стена от валиран бетон „Shapai”, чиято височина е 132 m. Стената е разположена на около 12 km от епицентъра, като по време на земетресението язовирът е бил пълнен до най-високо работно водно ниво (НВРВН). При извършения оглед през април 2009 г. е установено, че стената е в добро общо състояние, като не са установени никакви повреди по тялото ѝ, въпреки претърпените много силни движения в основата (Wieland, 2009) [48], (ASCE, 2010) [43].

От гореизложените факти може да се направи изводът, че бетонните дъгови язовирни стени понасят силни земетресения без сериозни повреди. Това се дължи на способността им да преразпределят натоварванията, чието им качество е обусловено от тяхната висока статическа неопределимост. Въпреки че линейно-еластичните изчисления показват възникването на високи опънни напрежения при силни земетръсни въздействия, в действителност голяма част от сеизмичната енергия неминуемо се разсейва при отваряне на контракционните фуги. Дори и да се появят пукнатини в бетона на тялото или опорните блокове на стената, както е случаят с язовирна стена „Rasoima”, настъпва преразпределение на напреженията към съседните сечения, като по този начин се ограничава зоната на високи напрежения.

Настоящият дисертационен труд предлага нова числена процедура за изследване на сеизмичното поведение на дъгови язовирни стени, която дава възможност да се отчита разходването на сеизмична енергия вследствие на относителните премествания между блоковете в контракционните фуги и, едновременно с това, вследствие на съпътстващите повреди в бетона от пукнатини и пластификация, дължащи се на високи опънни и натискови напрежения.

Численото моделиране на ефектите при отваряне, затваряне и приплъзвания в контракционните фуги на бетонните дъгови стени се извършва посредством нелинеен фугов елемент с нулева дебелина, предложен и разработен в дисертацията на Noruziaan (1995) [36]. В настоящата работа е развит и програмиран нелинеен модел на поведението на бетона, описващ възникването на повреди вследствие образуване на пукнатини от високи опънни напрежения и/или поява на пластични деформации при високи натискови напрежения. Теоретичната постановка на модела е предложена от Wu, Li и Faria (2006) [49].

Числените модели на поведението на фугите и на пластичните повреди в бетона са

въведени като потребителски подпрограми в компютърната програма DIANA, която работи по метода на крайните елементи. Разработена е числена процедура за провеждане на нелинеен статичен и сеизмичен анализ на поведението на дъгови язовирни стени. Валидността на разработената формулировка е проверена посредством числен пример, третиращ сеизмичното поведение на високата 142 метра дъгова язовирна стена „Morrow Point”, като резултатите са сравнени с тези от предишни изследвания на същата стена.

2. Литературен обзор

Съществуват няколко добре развити формулировки за статичен и динамичен анализ на дъгови язовирни стени с отчитане на нелинейните ефекти, дължащи се на наличието на контракционни фуги. Тези формулировки са представени в трудовете на Dowling и Hall (1989) [10], Fenves, Mojtahedi и Reimer (1989) [12], Hohberg (1992) [19], Mays и Roehm (1993) [34] и Noruziaan (1995) [36]. Една от тях, а именно предложената в дисертацията на Noruziaan (1995) [36], дава възможност за симулиране на отварянето, затварянето и приплъзването в строителни и контракционни фуги на дъгови стени при силно земетръсно въздействие. Същата позволява и отчитане на наличието на щраби в контракционните фуги.

Dowling и Hall (1989) [10] представят формулировка на фугов елемент за моделиране на отварянето и затварянето на контракционни фуги, както и на хоризонтални строителни фуги, разположени по предварително зададени повърхности в тялото на дъгова стена. За моделиране на фугите се използват един трансляционен и един ротационен пружинен елемент, които изключват опънни напрежения. Поради приемането за липса на приплъзване, относителните премествания в направлението, успоредно на контакта, не се отчитат. Това приемане не е валидно за фуги, изпълнени без щраби. Извършен е числен анализ на напрегнатото и деформирано състояние (НДС) на дъговата стена „Rasoima” за определяне на поведението ѝ време на земетресението San Fernando от 1971 г. Резултатите от изследването показват, че наличието на контракционни и строителни фуги може да доведе до няколко нелинейни феномена в сеизмичното поведение на стената. Най-важните от тях са отварянията в контакта „бетон-скала”, както и в горните части на контракционните фуги. Отварянето на контракционните фуги води до значителни промени на разпределението на напреженията в тялото на стената. Друго важно наблюдение върху нелинейното поведение на стената е напукването (отварянато на хоризонталните строителни фуги) на блоковете поради загубата на коравина в направление на дъгите на стената.

Fenves, Mojtahedi и Reimer (1989) [12] дефинират друг вид фугов елемент в компютърната програма ADAP-88, която е развитие на програмата ADAP (1973) [9] създадена за анализ на дъгови стени. Фуговият елемент на ADAP-88 може да моделира отваряне и затваряне на вертикални контракционни фуги. Блоковете и основата на стената са формулирани като линейно-еластични суб-структури. Числената процедура, предложена в ADAP-88 е използвана за анализ на реагирането на дъгова язовирна стена „Big Tujunga” на земетресението San Fernando. Резултатите показват, че механизмът на отваряне и затваряне на контракционните фуги предизвиква намаление на ефективните честоти на трептене на стената, както и намаление на опънните дъгови напрежения в тялото на стената. Също така, намалените честоти (увеличените периоди) на трептене предизвиква изместване на основните периоди на стената в участък на спектъра на реагиране с по-ниски стойности на спектралното ускорение. Този ефект от своя страна води до намаляване и на конзолните напрежения. В последващи изчисления, проведени с ADAP-88, Fenves, Mojtahedi и Reimer (1992) [13] изследват оптималния брой контракционни фуги, които са необходими за да се моделира с достатъчно добро приближение земетръсното реагиране на дъгова стена. Параметричното изследване е проведено върху модел от крайни елементи на дъговата стена „Morrow Point”. Заключение от изследването е, че достатъчна точност може да се постигне с модел на стената с три контракционни фуги. В разработката се съобщава, че за конкретната стена и земетръсно въздействие, отварянето на фугите намалява опънните напрежения в дъгите и увеличава напреженията в конзолите. Увеличаването на броя на

моделираните контракционни фуги води до по-голямо намаление на опънните напрежения в дъгите, но не и до съществена промяна на тези в конзолите.

Значително усъвършенстван модел на фугов елемент е представен от Hohberg (1992) [19]. Този модел е развит с цел да се приложи за пукнатини в бетон и скала. Направено е приемането за малки относителни премествания във фугите, което е еквивалентно на приемането за малки деформации в Механиката на непрекъснатите среди. В конститутивния модел на фуговия елемент като модули на еластичност се използват т.н. „ограничителни параметри“. В модела се отчитат както отварянето, така и хлъзгателното приплъзване във фугите. Отварянето на фуги се третира като обратимо преместване, при което не възникват напрежения, докато хлъзгателното приплъзване се моделира като инкрементен пластичен процес с не-асоциирана пластичност. Ако напреженията надвишат якостта на фуговия елемент, якостта на срязване се изчислява във функция на повърхностните неравности. За да демонстрира приложимостта на фуговия елемент е проведен анализ на сеизмичното реагиране на идеализирана бетонна дъгова стена със симетрична форма, подобна на височката 237 m язовирна стена „Mauvoisin“. Блоковете на стената са моделирани като линейно-еластични тела. При изследването на влиянието на нелинейните ефекти в поведението на стената, дължащи се на наличието на контракционни фуги, са анализирани четири случая: монолитна стена с линейно-еластично поведение, отваряне на фуги без приплъзване, наличие на щраби с ограничена височина, и приплъзване с наличие на триене на фуги без щраби. Заключение от изследването е, че ефектът на затихване на сеизмичното реагиране на стената, дължащ се на приплъзването с триене във фугите, е значително по-маловажен от този, дължащ се на отварянето на фугите. Подобно на предишни изследвания, резултатите от анализа потвърждават, че отварянето на фугите води до удължаване на основните периоди на трептене на стената и води до преразпределение на напреженията в тялото на стената.

Norziaan (1995) [36] разработва подобрен конститутивен модел на фугов елемент. Фуговият елемент е с нулева дебелина и представлява развитие на този, приет в ADAP-88. Разсейването на енергия се отчита посредством нелинейно триене при срязване. Поведението на фугата при триене се формулира на двумерен модел посредством критерия на Mohr-Coulomb. Проведени са параметрични изследвания на сеизмичното реагиране на дъгова стена „Morrow Point“, въз основа на които е показано, че дъгови стени с контракционни фуги без щраби са податливи на повреди в горната си част.

От друга страна, съществуват и множество числени модели за описание на нелинейното поведение на бетона при високи натискови и/или високи опънни напрежения. Нелинейните модели на бетона могат да бъдат групирани като нелинейни еластични, пластични, модели на Механиката на разрушението, модели на Механиката на повредите и модели на пластичните повреди. Както еластичните, така и пластичните модели на бетона използват критерии, дефинирани чрез нивото на напреженията или на деформациите за определяне на разрушението на материала при увеличаване на натоварването. Този подход е по-подходящ за приложение при дуктилни материали, които показват удължено плато на пластифициране, подобно на това, което обикновено се наблюдава при металите. Тъй като бетонът е квази-крехък материал, неговото разрушение не може да се моделира точно чрез подход, при който се използва нивото на напрежение като критерий за разрушение. По-добрият подход за определянето на разпространението на разрушение или повреди е този, при който се използва енергиен критерий, формулиран на базата на механиката на разрушението или механиката на повредите.

В повечето от ранните изследвания в областта на Механиката на разрушението се приема, че материалът, от който е изградена конструкцията остава линейно-еластичен, с изключение на зоната около върха на пукнатината, чиито размери са пренебрежимо малки, в сравнение с дължината на пукнатината или размерите на напречното сечение на съоръжението. При това приемане се формулират линейно-еластични модели на Механиката на разрушението, като се използват както енергийният подход, така и подходът на интензивност на напреженията. Линейно-еластичната механика на разрушението се прилага както

при модели на дискретната пукнатина, така и при модели на разпръснатата пукнатина (Bhattacharjee и Léger, 1992) [3].

Ако обаче приемането, че нелинейното поведение на материала се ограничава само в зоната на върха на пукнатината не може да бъде защитено, то моделът на Линеинно–еластичната механика на разрушението, приложен заедно с подхода на интензивността на напрежението не е валиден. В този случай трябва да се приеме модел на Нелинейната механика на разрушението. Този модел отчита факта, че фронтът на пукнатината се развива в зона на разрушение, която не е безкрайно малка, а има определен краен размер. Следователно, формулирането на процеса на напукване трябва да се извърши при прилагане на енергийния подход. Основният момент при дефинирането на модел от Нелинейната механика на разрушението е моделирането на поведението на бетона при намаление на коравината му с нарастването на деформациите в зоната на развитие на разрушението. Разработени са два различни модела, при които се разглежда само Форма I за отчитане на деформационната редукция на коравина: първият е моделът на фиктивната пукнатина, а вторият е моделът на ивичната пукнатина.

При модела на фиктивната пукнатина (Hillerborg, Modéer и P. Peterson, 1976) [18], зоната на развитие на разрушението се представя като една фиктивна пукнатина, която е разположена пред върха на действителната пукнатина. Освободената енергия за единица площ по време на процеса на разрушение се определя чрез следната зависимост:

$$G_f = \int_0^{\delta_f} \sigma(\delta) d\delta \quad (3.1)$$

където σ е напрежението в зоната на разрушение, δ е преместването от отварянето на пукнатината, а δ_f е критичното такова преместване, при което напрежението е равно на нула. Поради приемането, че освобождаването на енергия се извършва по дискретна линия на пукнатина, моделът на фиктивната пукнатина е приложим само при модели на дискретни модели на пукнатини.

При модела на ивичната пукнатина (Vařant и Oh, 1983) [2] се приема, че разрушението се разпространява като притъпен фронт от микропукнатини с размер w_c . При този модел, интензивността на освободената енергия се изразява като произведение на площта под кривата „напрежения–деформации” и ширината на пукнатината по следния начин:

$$G_f = w_c \int_0^{\varepsilon_f} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon \quad (3.2)$$

където ε е деформацията в зоната на разрушение, а ε_f е критичната деформация, при която напрежението става равно нула. Ширината на пукнатината w_c се разглежда като физико–механична характеристика на материала. Въз основа на емпирични данни е определено, че w_c е приблизително равна на три пъти максималния размер на добавъчните материали на бетона (Shah, Swartz, и Ouyang, 1995) [42]. При формулирането на модел на ивична пукнатина се използва концепцията на т.н. „разсеяни пукнатини”. В обсега на ивицата на пукнатината с ширина w_c е необходима много фина мрежа от крайни елементи, за да се моделира зоната, която може да се напука. За да се избегне това ограничение са разработени числени методи, при които се модифицира конститутивния закон на материала чрез промяна на площта под кривата на средните напрежения и деформации така, че интензивността на освободената енергия G_f да бъде независима от характеристикната дължина на елемента l_c . Строго формулирана процедура за определяне на характеристикната дължина е предложена от Oliver (1989) [37]. Характеристичната дължина е отношението на интензивността на освободената енергия G_f (енергията, която се изразходва за единица площ по време на процеса на деформиране) към специфичната енергия g_f (енергията, която се изразходва на единица обем):

$$l_c = \frac{G_f}{g_f} \quad (3.3)$$

Отчитайки билинейността на зависимостта „напрежения-деформации“, модулът на деформационно омекване, E_t , може да бъде изразен посредством характеристичната дължина l_c по следния начин:

$$E_t = \frac{(f'_t)^2 E}{(f'_t)^2 - \frac{2EG_f}{l_c}} \quad (3.4)$$

където f'_t и E са съответно едно-осовата якост на опън и модулът на Young за материала. Тъй като знаменателят в горното уравнение трябва да по-малък или равен на нула, максималната стойност на характеристичната дължина може да бъде получена както следва:

$$l_{cmax} \leq \frac{2EG_f}{(f'_t)^2} \quad (3.5)$$

За масов бетон с типични физико-механични характеристики, например $E = 30\,000$ МПа, $G_f = 200$ N/m, и $f'_t = 2.0$ МПа, стойността на характеристичната дължина е равна на $l_{cmax} = 3.0$ m. Тази стойност води до сериозни затруднения при изследването на нелинейното поведение с образуване на пукнатини при съоръжения с големи размери, поради необходимостта от използването на относително много фина мрежа от крайни елементи.

Теорията на Механиката на повредите се основава на предположението, че понижението на носимоспособността на материала се дължи на разпръснати, произволно ориентирани зони на разрушения на микро ниво. При увеличаване на натоварването, микро разрушенията се свързват помежду си, при което образуват макро разрушение с направление, определено от направлението на главните напрежения. Методологията на моделиране, която се използва при Механиката на повредите, се състои в изразяване на състоянието на материала посредством вътрешна скаларна променлива, наречена променлива на повредите, d . При формулирането на модел от Механиката на повредите, деформацията за дадено състояние на повреди, която съответстваща на дадено напрежение σ е еквивалентна на деформацията при неповредено състояние под въздействието на ефективното напрежение $\bar{\sigma}$. Следователно, ако се използва тензорно обозначение, ефективното напрежение се получава:

$$\bar{\sigma} = \mathbf{E}_0 : \boldsymbol{\varepsilon} \quad (3.6)$$

където \mathbf{E}_0 е тензорът на началната еластична коравина, $\boldsymbol{\varepsilon}$ е тензорът на деформациите, а $(:)$ означава тензорно произведение. Ако се направи приемане за изотропност на материала, конститутивният закон на модел, основаващ се на механиката на повредите, дава връзка между приложеното напрежение към ефективното напрежение, както следва:

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{1 - d} \quad (3.7)$$

Cervera, Oliver, и Manzoli (1996) [6] предлагат използването на две скаларни променливи на повредите, d^+ и d^- , които отчитат повредите, дължащи се съответно на опън и натиск. Развитие (еволюцията) на повредите може да се изрази като функция на моментния праг на повреди r , както следва:

$$d = G(r) \quad (3.8)$$

където $G(r)$ е функция, която се получава по експериментален път. Законът на еволюция трябва да гарантира, че енергията, която се освобождава за единица обем g_f е крайна, т.е. площта под кривата „напрежения-деформации“ е с крайна стойност. За да се удовлетвори изискването за запазване на енергията, горната граница на специфичната енергия на разрушение g_f се съотнася към енергията на разрушение на бетона както следва:

$$g_f = \frac{G_f}{l_c} \quad (3.9)$$

където характеристичната дължина l_c се дефинира по начин, подобен на този при моделите на Механиката на разрушение. В сравнение с Механиката на разрушение, използвана в

контекста на разпръснатите пукнатини, моделите на Механиката на повредите имат подобна формулировка, но позволяват по-лесно симулиране на началното състояние на повреди, дължащо се температурни пукнатини, реагиране на алкалите с добавъчните материали, и т.н.

Посредством Механиката на повредите е трудно да се моделират цикличните състояния на натоварване и разтоварване, тъй като при нея липсва дефиниция на не-еластичните деформации. За да се преодолее този недостатък, Lubliner, Oliver, Oller и Onate (1989) [33] предлагат модел, в който са комбинирани подходите на Теорията на пластичността и Теорията на Механиката на повредите. Освен не-еластичните деформации, подходът на пластичността и повредите дефинира също така и развитието (еволюцията) на повърхнината на разрушение и връзката с другите не-еластични ефекти. При приемане за изотропност на материала, конститутивният закон на модел на пластичността и повредите може най-общо да се изрази по следния начин:

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - d(\bar{\boldsymbol{\sigma}}, \boldsymbol{\varepsilon}^P)) \bar{\boldsymbol{\sigma}} = (1 - d(\bar{\boldsymbol{\sigma}}, \boldsymbol{\varepsilon}^P)) \mathbf{E}_0 : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^P) \quad (3.10)$$

където $\boldsymbol{\varepsilon}^P$ е тензорът на пластичните деформации.

Cervera, Oliver, и Manzoli (1996) [6] разработват модел за изотропни материали, основаващ се на механиката на повредите, и отчитащ интензитета на деформациите. Въведени са две вътрешни променливи за отчитане поотделно на повредите, получени в резултат на опън и натиск. Моделът отчита ефектите на намаление на коравината и възстановяване на коравината при промяна на посоката на натоварване. Вътрешната зависимост между увеличаването на повредите и скоростта на натоварване на бетона се моделира чрез формулирането на зависимости за развитието на прага на повредите в зависимост от скоростта. Зависимостите са изразени като произведение на функция на прага на вискозните повреди и параметър на флуидността. За да се осигури независимост на резултатите от гъстотата на мрежата от крайни елементи, модулът на еластичност при омекване на материала и параметърът на флуидност се изразяват във функция на характеристичната дължина на участъкът с повреди. Важността от отчитането на скоростта на промяна на натоварването при сеизмичния анализ на бетонни гравитационни стени е демонстрирана в изследване на язовирна стена „Коупа”. Заключение от изследването е, че макар и историята на преместванията да не се променя значително, развитието на повредите съществено се влияе от това, дали се отчита или не зависимостта на поведението на материала от скоростта на промяна на натоварването. Направен е извода, че свойството на материала да се влияе от скоростта на промяна на натоварването води до значително намаление на повредите в него.

Lee и Fenves (1998) [32] представят формулировка, основаваща се на механиката на пластичните повреди, в която модел на еластични повреди е комбиниран с пластични модели. Формулиран е модел, който отчита цикличността и не зависи от скоростта на промяна. Формулировката е подобна на тази на Cervera, Oliver, и Manzoli (1996), но деформациите са представени като сума от еластична и пластична компонента. След това, моделът е развит в посока отчитане на зависимостта от скоростта на промяна на деформациите, с цел получаването на единствени и независещи от гъстотата на мрежата от крайни елементи резултати. Последният модел е въведен в компютърната програма FEAP (Taylor, 1992) [45] за провеждане на анализ на сеизмичното поведение на язовирна стена „Коупа”. Анализът показва, че в горната част на стената, в зоната на промяна на геометрията на напречното ѝ сечение, се образуват две изолирани пукнатини. С течение на земетръсното въздействие, тези пукнатини се съединяват, при което се образува свободностоящ блок, но стабилитета на стената се запазва.

Ценков и Lau (2002) [46] представят числена процедура за нелинеен сеизмичен анализ на дъгови стени, в която се отчитат както ефектите от отваряне, затваряне и приплъзване на контракционните фуги, така и нелинейното поведение на бетона при високи натискови и опънни напрежения. Моделът на бетона комбинира модел от Теорията на пластичността с модел на разсеяните пукнатини. Процедурата е приложена за изследване на сеизмичното поведение на язовирна стена „Morrow Point” при силно земетръсно въздействие. Резултатите

от изследването показват, че първоначално се появяват пукнатини в контакта „бетон–скала” в петата на водната страна в централната част на стената, които са последвани от пукнатини в горната част на въздушната страна. Отварянето на контракционните фуги от дъгови опънни напрежения, образуването на пукнатини по въздушната страна от високи конзолни опънни напрежения и пластифицирането на бетона от високи натискови напрежения води до значителни разлики на изчисленото НДС в сравнение с това, получено при линейно–еластичен анализ.

Pan, Zhang, Wang и Xu (2009) [40] представят изследване, което в известна степен е подобно на това, представено от Ценков и Lau (2002) [46]. Разликата се състои в това, че нелинейното поведение на бетона е анализирано посредством модел на пластичните повреди, както и че се отчита само отварянето/затварянето на контракционните фуги (т.е. не се отчита приплъзването). Също така, нелинеен модел за бетона и съответното сгъстяване на мрежата от крайни елементи са зададени само за централните блокове на стената, като зоната в близост до контакта „бетон–скала” е моделирана като линейно–еластичен материал. Проведен е анализ на високата 210 m язовирна стена „Dagangshan”, планирана за строителство в Югозападен Китай в район с много висока сеизмичност (максималното ускорение в основата е прието равно на 0.577 g). Резултатите от анализа показват развитие на пукнатини по въздушната страна на стената, подобно на описаното в по-горното изследване.

Настоящият литературен обзор показва, че досегашните изследвания върху нелинейното поведение на дъгови язовирни стени при силни земетръсни въздействия разглеждат поотделно нелинейните ефекти, дължащи се от една страна на релативни премествания в контракционните и/или работните фуги, и на нееластично поведение на бетона в тялото на стената от друга. В повечето от предишните изследвания не се разглежда нелинейността, дължаща се на поведението на бетона в блоковете на дъгова стена. Ефектите от напукване и смачкване на бетона са отчитани основно при дву-дименсионалния анализ на бетонни гравитационни язовирни стени, но обикновено са пренебрегвани при изчисления на дъгови стени. Комбинираният ефект от отваряне/затваряне/приплъзване в контракционните фуги и нелинейно поведение на бетона при дъгови стени е отчетен частично от Noruziaan (1995) [36], Ценков и Lau (2002) [46], Gunn (2005) [16] и Pan, Zhang, Wang и Xu (2009) [40].

Във връзка с горните изводи, настоящето изследване има за цел да развие числената процедура предложена от Ценков и Lau (2002) [46] чрез въвеждане на по-усъвършенстван модел на нелинейното поведение на бетона, отчитане и на нелинейните ефекти дължащи се на фугата в контакта „бетон–скала”, отчитане на етапното изграждане на блоковете на стената и на етапното запълване на водохранилището. Основната цел на настоящата разработка е създаването на числена процедура, позволяваща точно и подробно предвиждане на поведението на бетонни дъгови язовирни стени при статични и динамични натоварвания, която да дава възможност за пряко приложение при проектиране на нови и оценка на сигурността на съществуващи стени.

3. Нелинеен модел на контракционни фуги

4.1 Общи положения

Бетонните дъгови язовирни стени се изграждат по блокове, отделени един от друг от контракционни фуги (наричани още радиални фуги). Изграждането по блокове предотвратява напукването на бетона вследствие на напреженията, предизвикани от екзотермичните процеси, които протичат при втвърдяването му и от свиването му при изстиване. Обикновено контракционните фуги са вертикални и непрекъснати от основата до короната и от водната до въздушната страна на стената. Критериите за проектиране на разположението на фугите и разстоянията между тях се определят въз основа на температурното поведение на стената, както и от съображения, свързани с изпълнение на строителството ѝ. Разстоянието между две съседни фуги, мерено по оста на стената, варира от 15 m до 25 m. След изстиването на бетона до 2 - 3 градуса под средната годишна температура, контракционните

фуги се инжектират с цименто-пясъчен разтвор под налягане, като по този начин отделните блокове на стената се свързват в единна монолитна конструкция. Инжекционният разтвор представлява смес от Портланд цимент и вода с водо-циментов фактор 0.66 (или 1 към 1 по обем), който се инжектира под налягане на участъци от 15 m до 20 m по височина. Въпреки че при инжектирането на фугите може да се получи ефект на предварително налягане на стената, този ефект се намалява значително от последващото съсъхване на бетона в блоковете на стената. Поради ниската якост на опън на инжекционния материал, контракционните фуги могат да поемат само ниски опънни напрежения.

В повечето съвременни дъгови стени, контракционните фуги имат връзки от типа „вгълб - зъб“ (т.н. шраби), с цел увеличаване на якостта на срязване по фугата между два съседни блока. Дълбочината на шрабите е обикновено около 200 mm, като те могат да бъдат със скосени или нескосени ръбове.

Както вече бе отбелязано, дъговите стени се проектират да работят като монолитни конструкции при статични натоварвания. При реагирането на стената на силни земетръсни въздействия е възможно обаче фугите частично да се отворят поради ниската им якост на опън. Това може да предизвика промяна на коравината на стената, което да повлияе значително на нейното сеизмично поведение. Следователно, за да се предвиди по-достоверно сеизмичното поведение на дъговите язовирни стени е необходимо да се моделират фугите в тялото на стената, като се отчитат техните реални характеристики. В настоящето изследване е отчетен ефектът от наличието на вертикални контракционни фуги между блоковете на дъгова стена, както и ефектът от фугата между стената и скалната основа.

4.2 Числено моделиране на фуги

В настоящето изследване се използва фуговият модел, разработен от Noguziaan (1995) [36] и Lau, Noguziaan и Razaqpur (1998) [29]. Този модел е разработен въз основа на модела, използван в ADAP-88 [12], но едновременно с това въвежда значителни подобрения към последния. Въпросните подобрения се състоят основно във формулирането на поведението на фугата при хлъзгане и срязване.

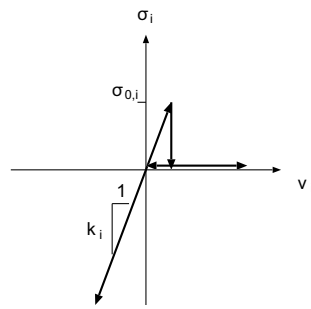
Необходимо е да се отбележи, че фуговите модели на ADAP-88 [12] и Noguziaan (1995) [36] са приложени върху осем-възлови елементи с линейна интерполация. От друга страна, както е изяснено в Глава 6, за моделиране на нелинейното поведение на дадена конструкция е препоръчително да се използват крайни елементи с квадратична формулировка. Поради това, в настоящите изследвания фуговият модел на Noguziaan (1995) [36] е адаптиран към 16-възлов фугов елемент с квадратична интерполация.

Фуговият елемент използван в ADAP-88 се състои от две повърхности, всяка от които е дефинирана с четири възела. Преди прилагането на натоварването, двете повърхности съвпадат изцяло.

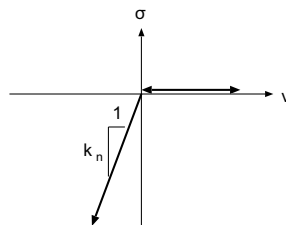
Съпротивителните напрежения във фуговия елемент σ се получават поради относителните премествания \mathbf{v} между двете му повърхности. Приема се, че относителните премествания в направление i на ортонормираната координатна система поражда напрежения единствено в същото направление. Приетата основна зависимост между напреженията и относителните премествания съдържа две константи, характеризиращи фугата: опънната якост σ_{0_i} и коравината k_i . Съпротивителното напрежение във фугата се изчислява, както следва:

$$\sigma_i = \begin{cases} k_i v_i & \text{for } v_i \leq \sigma_{0_i}/k_i \\ 0 & \text{for } v_i > \sigma_{0_i}/k_i \end{cases} \quad i = 1, 2, 3 \quad (4.1)$$

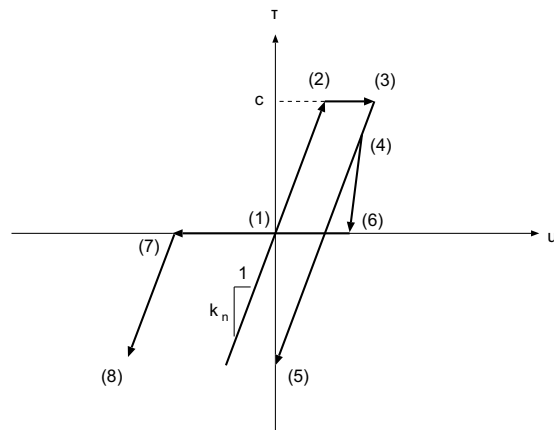
Както е показано на Фигура 4.1, σ_{0_i} е максималното опънно напрежение, което фугата може да понесе преди да се отвори, а k_i е коравината на фугата, когато тя е затворена. Коравината k_i се формулира посредством т.н. „ограничителен“ параметър. Когато $i = 1$, този чрез този параметър се изпълнява условието за липса на преминаване на точка от едната повърхност зад другата, докато за случаите, в които $i = 2, 3$, чрез параметъра се изпълнява условието за липса на приплъзване в съответното направление на повърхностите на фугата.



Фигура 4.1: Зависимост „напряжения - относительни премествания” за фуговия елемент на ADAP-88 [12]



(a) Отворено състояние



(b) Затворено състояние

- (1)-(2): Еластично натоварване
- (2)-(3): Срязване в щрабата
- (3)-(5): Еластично разтоварване
- (4)-(6): Освобождане на напрежение при $v > \delta$
- (6)-(7): Разтоварване без напрежения на срязване
- (7)-(8): Възстановяване на коравината на срязване при $v < \delta$

Фигура 4.2: Зависимост „напряжения - относительни премествания” за фуговия елемент на Noruziaan (1995) [36]

Векторът на възстановяващите възлови сили \mathbf{p} и тангенциалната матрица на коравина $\bar{\mathbf{k}}_T$ на фуговия елемент се получават посредством интегриране в Гаусовите точки на елемента, както следва:

$$\mathbf{p} = \sum_l \mathbf{B}^T(r_l, s_l) \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{v}_l) |\mathbf{J}(r_l, s_l)| w_l \quad (4.2)$$

$$\mathbf{k}_T = \sum_l \mathbf{B}^T(r_l, s_l) \bar{\mathbf{k}}_T(\mathbf{v}_l) \mathbf{B}(r_l, s_l) |\mathbf{J}(r_l, s_l)| w_l \quad (4.3)$$

където $|\mathbf{J}(r_l, s_l)|$ е детерминантата на матрицата на Якоби, а w_l е съответният тежестен коефициент за точката на интегриране (r_l, s_l) .

Гореописаният фугов модел е подобрен и допълнително развит от Noruziaan (1995) [36] и Lau, Noruziaan и Razaqpur (1998) [29]. Както и при формулировката, използвана в ADAP-88, така и тук се моделират отворено и затворено състояние на фугата: фугата е в отворено състояние, когато компонентата на относителното преместване на две съответни точки от горната и долната повърхност, перпендикулярна на повърхността е по-голяма или равна на зададена гранична стойност. В подобрения модел ефектът от наличието на щраби се отчита чрез параметър, наречен „гранично отваряне” и означен с δ . Значително подобрене във възможността да се симулира по-точно поведението на фугата е постигнато посредством моделирането на нелинейното поведение и разсейването на енергия при затвореното състояние на фугата. За тази цел са дефинирани два нови параметъра на фуговия елемент: кохезия c и ъгъл на триене ϕ , чрез които се изчислява съпротивителната сила на триене по време на приплъзване. Основната зависимост на подобрения фугов елемент се извежда при следните приемания:

(а) Отворено състояние: (i) фугата има пренебрежимо ниска якост на опън; (ii) нормалното напрежение и нормалната коравина са нулеви; (iii) хлъзгането е еластично, ако срязващите напрежения са по-ниски от срязващата якост или приведената кохезия на фугата; (iv) когато отварянето на фугата е по-малко от граничното отваряне δ и якостта на срязване надвиши якостта на срязване на фугата, по-нататъшното хлъзгане по фугата се ограничава от константна сила на срязване, дължаща се на приведената кохезия c ; (v) нормалните и срязващите относителни премествания са независими едно от друго; и (vi) тангенциалната якост на фугата и тангенциалните напрежения стават нулеви, ако фугата надвиши граничното отваряне δ .

(б) Затворено състояние: (i) триенето между двете повърхности на фугата ограничава приплъзването между тях; (ii) поведението на фугата е еластично или еласто-пластично; (iii) срязващите и нормалните относителни премествания са зависими едно от друго; и (iv) пластичното поведение на фугата се описва с асоцииран закон за протичане от типа на Mohr-Coulomb.

(с) Отворено или затворено състояние: (i) повърхностите на фугата са изотропни; и (ii) при затваряне на фугата, щрабите заемат своето начално положение в деформираното състояние на стената.

Основната зависимост, която се използва в подобрения модел е показана графично на Фигура 4.2.

Както е показано на Фигура 4.2 (а), ако нормалното относително преместване v_{m+1}^i в i -тата итерация в $(m+1)$ -та изчислителна стъпка е по-голямо от нула, съответното нормално напрежение σ_{m+1}^i се приема равно на нула. Когато фугата се затвори, т.е. когато $v_{m+1}^i \leq 0$, коравината в нормално направление се възстановява изцяло. Когато нормалното относително преместване v_{m+1}^i надвиши граничното отваряне δ , срязващите напрежения също се задават равни на нула, т.е.:

$$\text{If } v_{m+1}^i > \delta \geq 0, \text{ then } \begin{cases} \sigma_{m+1}^i & = 0 \\ (\tau_1)_{m+1}^i & = 0 \\ (\tau_2)_{m+1}^i & = 0 \end{cases} \quad (4.4)$$

В Уравнение 4.4, индексите '1' и '2' се отнасят за двете ортогонални тангенциални премествания при фуговия елемент. Ако нормалното относително преместване v_{m+1}^i е по-голямо от нула, но по-малко от граничното отваряне δ се приема, че щрабата продължава да изпълнява функциите си. При изпълнение на това условие се определят инкрементите на тангенциалните премествания и се изчисляват съответните тангенциални напрежения, както се приема линейна зависимост, описваща хлъзгането по фугата:

$$\text{If } \delta \geq v_{m+1}^i > 0, \text{ then } \begin{cases} \sigma_{m+1}^i = 0 \\ (\tau_1)_{m+1}^i = (\tau_1)_m + (\Delta\tau_1^e)_{m+1}^i \\ (\tau_2)_{m+1}^i = (\tau_2)_m + (\Delta\tau_2^e)_{m+1}^i \end{cases} \quad (4.5)$$

където

$$(\Delta\tau_1^e)_{m+1}^i = k_s [(u_1)_{m+1}^i - (u_1)_m] \quad (4.6)$$

$$(\Delta\tau_2^e)_{m+1}^i = k_s [(u_2)_{m+1}^i - (u_2)_m] \quad (4.7)$$

След това приведената кохезия c се сравнява с резултантното тангенциално напрежение τ_{m+1}^i :

$$\tau_{m+1}^i = \sqrt{[(\tau_1)_{m+1}^i]^2 + [(\tau_2)_{m+1}^i]^2} \quad (4.8)$$

Ако $\tau_{m+1}^i \geq c$, то якостта на щрабите е била надвишена и тангенциалните напрежения трябва да се редуцират, както следва:

$$\tau_1 = \frac{(\tau_1)_{m+1}^i}{\tau_{m+1}^i} c \quad (4.9)$$

$$\tau_2 = \frac{(\tau_2)_{m+1}^i}{\tau_{m+1}^i} c \quad (4.10)$$

Ако $\tau_{m+1}^i < c$, то щрабите работят в еластичен стадии и не е необходима модификация на изчислените сръзващи напрежения.

На Фигура 4.2 (b) е показана основната зависимост между тангенциалните напрежения и относителни премествания. Полигонът, образуван при свързването на състояния 1-2-3-5 представя случая, в който нормалното относително преместване във фугата v е по-малко от граничното отваряне δ . Полигонът 1-2-3-4-6-7-8 представя случая, в който фугата се отваря (състояние 4) и относителното нормално преместване надвишава граничното отваряне δ . В този случай, от състояние 4 до състояние 6 се освобождава напрежение. Фугата остава напълно отворена до достигането на състояние 7. Когато относителното нормално преместване стане по-малко или равно на граничното отваряне, т.е. достигне състояние 7, се възстановява напълно тангенциалната коравина и зависимостта „тангенциално напрежение - относително тангенциално преместване” се дава от отсечката между състояния 7 и 8.

Затворено състояние на фугата се дефинира като състоянието, в което нормалното относително преместване v е по-малко или равно на нула. В този случай се приема, че тангенциалните премествания във фугата се ограничават от триенето между двете ѝ повърхнини. Функцията на натоварването в полето на напреженията във фугата f се дава от следния израз:

$$f = \tau + \mu\sigma - c \quad (4.11)$$

където $\tau = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2}$ е сръзващото напрежение, $\mu = \tan \phi$ е коефициентът на триене, ϕ е ъгълът на вътрешно триене, σ е нормалното напрежение, и c е приведената кохезия на фугата. Ъгълът на вътрешно триене ϕ и кохезията c се приемат с константна стойност в горното уравнение. За определяне на нормалното и тангенциалното напрежение, означени съответно с σ и τ , се формулира еласто-пластичен модел. Изчисленията протичат по следния начин:

В дадена точка на интегриране, първо се определя дали материалът е в еластично или еласто–пластично състояние. Ако тангенциалното напрежение τ не е надвишило приведената кохезия c , то фугата е в еластично състояние. В този случай, инкрементът на напрежението се изчислява по следния начин:

$$\{\Delta\sigma^e\}_{m+1}^i = [\mathbf{D}^e] \{\Delta\mathbf{u}\}_{m+1}^i \quad (4.12)$$

или

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma^e \\ \Delta\tau_1^e \\ \Delta\tau_2^e \end{Bmatrix}_{m+1}^i = \begin{pmatrix} k_n & 0 & 0 \\ 0 & k_s & 0 \\ 0 & 0 & k_s \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta v \\ \Delta u_1 \\ \Delta u_2 \end{Bmatrix}_{m+1}^i \quad (4.13)$$

където

$$\begin{Bmatrix} \Delta v \\ \Delta u_1 \\ \Delta u_2 \end{Bmatrix}_{m+1}^i = \begin{Bmatrix} v_{m+1}^i - v_m \\ (u_1)_{m+1}^i - (u_1)_m \\ (u_2)_{m+1}^i - (u_2)_m \end{Bmatrix} \quad (4.14)$$

В еластичното състояние нивото на текущото напрежение се получава от следния израз:

$$\begin{Bmatrix} \sigma \\ \tau_1 \\ \tau_2 \end{Bmatrix}_{m+1}^i = \begin{Bmatrix} \sigma \\ \tau_1 \\ \tau_2 \end{Bmatrix}_m + \begin{Bmatrix} \Delta\sigma^e \\ \Delta\tau_1^e \\ \Delta\tau_2^e \end{Bmatrix}_{m+1}^i \quad (4.15)$$

Когато граничната стойност на приведената кохезия c е надвишена, по-нататъшното нарастване на натоварването предизвиква пластични деформации, т.е. инкрементът на относителното преместване се състои от еластична и пластична компонента:

$$\{\Delta\mathbf{u}\}_{m+1}^i = \{\Delta\mathbf{u}^e\}_{m+1}^i + \{\Delta\mathbf{u}^p\}_{m+1}^i \quad (4.16)$$

В този случай, основната зависимост се изразява по следния начин:

$$\{\Delta\sigma\}_{m+1}^i = [\mathbf{D}^{ep}] \{\Delta\mathbf{u}\}_{m+1}^i \quad (4.17)$$

Еласто–пластичната матрица на коравина $[\mathbf{D}^{ep}]$ е изведена от Noruziaan [36].

За фугов елемент в пластично състояние е необходимо да се определи дали същият е в състояние на натоварване или разтоварване. Състоянията на натоварване и разтоварване се дефинират посредством стойността на пластичната работа за дадения елемент.

$$\Delta w_p = \sigma \Delta v^p + \tau_1 \Delta u_1^p + \tau_2 \Delta u_2^p \quad (4.18)$$

От Уравнение 4.18 се извежда следният критерий за състояние на натоварване [36]:

$$L = k_n \mu (\Delta v)_{m+1}^i + k_s (\beta_1)_m (\Delta u_1)_{m+1}^i + k_s (\beta_2)_m (\Delta u_2)_{m+1}^i > 0 \quad (4.19)$$

Дадена интеграционна точка е в състояние на натоварване, ако $L > 0$. В този случай, инкрементите на напрежението се изчисляват посредством Уравнение 4.17. Ако обаче $L \leq 0$, интеграционната точка е в състояние на разтоварване, при което се използва зависимостта за еластични напрежения и деформации.

4. Нелинеен модел на масов бетон

5.1 Характеристики на бетона

Физико-механичните показатели на бетона зависят от множество фактори, които могат да бъдат групирани както следва: (а) вид на натоварването върху бетонното съоръжение/бетоната проба - статично, псевдо-статично, динамично, при което от значение са честотата, амплитудата и броя на циклите на натоварване, както и последователността на възникване (историята) и продължителността на натоварванията и въздействията;

(b) напрегнато състояние на бетона: едноосово, двуосово, триосово; (c) състав на бетона: вид на добавъчните материали, водо-циментов фактор, качество и количество на цимента, максимален диаметър на добавъчните материали; (d) условия на околната среда: влажност, температура, агресивност; и (e) състояние на бетона: грижи при полагането му, възраст.

Що се отнася до вида на натоварванията върху язовирните стени, интерес за настоящия труд представляват:

- Статичните натоварвания с дълга продължителност, при които скоростта на деформациите е $\dot{\epsilon} < \frac{10^{-6}}{s}$. Те включват собственото тегло, хидростатичния натиск, въздействието от температурни разлики и други.
- Динамичните натоварвания с кратка продължителност, с брой на циклите $100 > N > 2$ и скорост на деформациите $\frac{10^{-4}}{s} < \dot{\epsilon} < \frac{10^{-1}}{s}$. Този тип динамични натоварвания отговаря на земетръсни въздействия върху съоръженията.

Механизмите на повреди и разрушение на бетона, от гледна точка на мезонивото на структурата му, могат да се обяснят по следния начин. Дори преди натоварването на бетонните съоръжения, в бетона съществуват микропукнатини - както в контакта между циментената паста и едрия добавъчен материал, така и в самата циментена паста. Тези микропукнатини се дължат на процесите, които протичат при втвърдяването на бетона (свиване на циментената паста при хидратация на цимента), на разликите в температурите и на разликата в модулите на еластичност на двата компонента. При прилагане на натоварване върху бетона, поради геометрията на добавъчните материали, в краищата на тези микропукнатини възниква концентрация на високи напрежения. Високите напрежения предизвикват разпространение на микропукнатините в циментената паста, а също така и по ръбовете на контактните й повърхности с добавъчните материали. Започва развитие на повреди в бетона, при което зависимостта „напрежения - деформации“ става нелинейна. С увеличаване на натоварването, тези микропукнатини се свързват помежду си, при което се образуват макропукнатини, които довеждат до разрушение на бетона (Charpuis, 1987) [7].

Що се отнася до увеличаването на якостта и енергията за разрушение на бетона при динамични натоварвания, Brühwiler [4] обяснява този феномен с логичното предположение, че при висока скорост на деформациите микропукнатините нямат време да следват линиите на най-ниско съпротивление в материала. Поради това те се развиват по най-краткия път, при което преминават през по-здрави връзки в бетона, както и през късовете на едрия добавъчен материал. Повече енергия и сила е необходима за разрушението на материала, поради което динамичните характеристики на материала са по-високи.

5.2 Избор на числен модел

Както бе описано по-горе, поради хетерогенния му характер, в бетона съществуват микропукнатини дори преди натоварването му с външни сили и въздействия. Наличието на тези микропукнатини е от съществено значение, тъй като тяхното разпространение, което започва при сравнително ниски натоварвания, поражда нелинейни ефекти в поведението на съответното бетонно съоръжение. На макрониво, нелинейните ефекти от микропукнатините могат успешно да бъдат описани посредством числен модел, основан на Теорията на пластичността, Chen (1982) [8]. Чрез Теорията на пластичността могат също така да се моделират и остатъчните (пластичните) деформации, които се получават при циклични натоварвания и разтоварвания.

От друга страна, микропукнатините предизвикват намаляване на коравината на материала. Това е ясно изразено от хистерезисните криви при циклични натоварвания и разтоварвания на натиск, както е показано в изследванията на Karsan и Jirsa (1969) [27]. Намаляването на коравината се изразява трудно посредством Теорията на пластичността. Оттук идва необходимостта от използване на Теорията на механиката на повредите на непрекъснатите среди. Чрез нея намаляването на коравината на материала може да се

изрази посредством дефиниране на зависимост между напреженията и ефективните напрежения. Сама по себе си, механиката на повредите не дава възможност да се моделират пластичните деформации в материала. Въведение в Теорията на механиката на повредите на непрекъснатите среди е дадено от Качанов (1986) [26].

Следователно, за сравнително точното моделиране на поведението на бетона при натоварвания, водещи до надвишаване на еластичните му граници е необходимо използването на модел, който обединява подхода на Теорията на пластичността с този на Теорията на механиката на повредите на непрекъснатите среди. За целите на сеизмичния анализ на язовирни стени, предмет на настоящия труд, този модел трябва да дава възможност за отчитане на цикличността на натоварването, преминаването от опън в натиск, както и ефектите от скоростта на деформациите в бетона. Едновременно с това, моделът трябва да е сравнително опростен и да осигурява стабилност на изчисленията.

При подхода на пластичността и повредите, намалението (деградацията) на коравината от повреди е интегрирано в модел от Теорията на пластичността. В модела, предложен от Lubliner, Oliver, Oller и Onate (1989) [33], или т.н. „Барселонски модел”, за описание на пластичните повреди се използва скаларна променлива, κ^p . Тя се определя при интегрирането на производението от напреженията и съответните скорости на пластични деформации, като се отчита енергията за разрушение на материала. Освен „променливата на пластичните повреди”, за описание на намаляването на модула на еластичност при циклично натоварване/разтоварване се използват още две скаларни променливи, наречени съответно „променлива на еластичната деградация”, d^e , и „променлива на пластичната деградация”, d^p . Те също се определят в зависимост от пластичните деформации, което дава възможност за сравнително лесно калибриране на параметрите с резултати от изпитвания на бетон на разрушение. От друга страна, поради свързването на променливите на повредите и деградацията с пластичните деформации, численият алгоритъм на Барселонския модел е сложен и нестабилен при провеждане на изчисления. Това е посочено от Lee и Fenves в [31].

При циклични натоварвания с промяна от натиск към опън и обратно, квази-крехки материали като бетона преминават през различни състояния на повреди: деградация на коравината, образуване на пукнатини от опън и смачкване при натиск. Следователно, приемането за единична променлива на пластичните повреди не е достатъчно. Освен това, както е посочено от Reinhardt (1984) [41], при разтоварване от опън с последващо натоварване на натиск се получава възстановяване на деградирала коравина, поради затваряне на преди това отворени пукнатини. Отчитайки тези съображения, а също така и зависимостта на показателите на бетона от скоростта на деформациите при динамични въздействия, Lee (1996) [30] и Lee и Fenves (1998) [32] предлагат нов модел на пластичност и повреди, който използва като основа Барселонския модел, [33]. В новия модел са дефинирани две променливи на пластичните повреди - една за повредите от опън и една за тези от натиск. Функцията на протичане, предложена в [33], е модифицирана с въвеждането на няколко променливи на уякчаването/повредите. Функциите на едноосовите якости са разделени на две части, съответстващи на ефективните напрежения и на деградацията на еластичната коравина. Зависимостите, описващи връзката „напрежения - деформации” при еластопластичност, са дефинирани като независими от деградацията на коравината. Функцията за якостта за ефективните напрежения се използва за контрол на развитието на повърхнината на протичане, което дава възможност за лесно калибриране на модела с резултати от изпитвания на бетон. Въведена е формулировка за симулиране на възстановяването на коравината при затваряне на пукнатини, както и процедура за отчитане на скоростта на деформациите.

Моделът на Lee и Fenves (1998) [32] е подходящ за анализ на нелинейното поведение на бетона в тялото на дъгови язовирни стени при силни земетресения. Подобрения към модела са внесени от Wu, Li и Faria (2006) [49], както и от Voyiadjis и Taqieddin (2009) [47]. Въз основа на [49] и отчитайки подобренията в [47], в настоящия труд е създадена подпрограма за изчисление на напреженията в бетона, която е интегрирана в общата програма за анализ на дъгови стени.

5.3 Формулировка на модел за пластичност и повреди

Теоретичната постановка на настоящия модел за пластичност и повреди е представена подробно и изчерпателно в [49]. Въведени са две скаларни променливи, d^+ и d^- , чрез които се описват механизмите на развитие на повреди в бетона при, съответно, опън и натиск. Моделът е строго обоснован от гледна точка на термодинамиката и е калибриран така, че да възпроизвежда резултатите от значимите експериментални изследвания за поведението на бетона при различни видове натоварвания. Много важно за използването му при динамичен анализ е, че при него се отчита скоростта на деформациите. Основните зависимости на настоящия нелинеен модел на бетона са представени както следва.

5.3.1 Тензор на ефективните напрежения. Еластичен потенциал

Ефективните напрежения в материала с повреди, $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$, се дават чрез следната зависимост:

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{E}_0 : \boldsymbol{\varepsilon}^e = \mathbf{E}_0 : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^p) \quad (5.1)$$

или еквивалентно

$$\boldsymbol{\varepsilon}^e = \mathbf{C}_0 : \bar{\boldsymbol{\sigma}} \quad (5.2)$$

където $\boldsymbol{\varepsilon}$, $\boldsymbol{\varepsilon}^e$ и $\boldsymbol{\varepsilon}^p$ са, съответно, общата деформация, нейните еластична и нейната пластична компоненти (тензори от втори ранг), а \mathbf{E}_0 и $\mathbf{C}_0 = \mathbf{E}_0^{-1}$ са, съответно, изотропните линейно-еластична коравина и податливост (тензори от четвърти ранг).

За да се отчетат различията в нелинейните ефекти в поведението на бетона при опън и при натиск, тензорът на ефективните напрежения, $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$, може да се разложи на две компоненти: положителна (опън), $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^+$, и отрицателна (натиск), $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^-$, съгласно Ortiz (1985) [38], Ju (1989) [25] и Faria, Oliver и Cervera (1998) [11]:

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ = \mathbf{P}^+ : \bar{\boldsymbol{\sigma}} \quad \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- = \bar{\boldsymbol{\sigma}} - \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ = \mathbf{P}^- : \bar{\boldsymbol{\sigma}} \quad (5.3)$$

Еластичният потенциал на бетона без повреди, ψ_0^e , е дефиниран като енергията на еластичните деформации, която е представена като сума на положителна и отрицателна компоненти:

$$\psi_0^e(\boldsymbol{\varepsilon}^e) = \frac{1}{2} \bar{\boldsymbol{\sigma}} : \boldsymbol{\varepsilon}^e = \frac{1}{2} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ : \boldsymbol{\varepsilon}^e + \frac{1}{2} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- : \boldsymbol{\varepsilon}^e = \psi_0^{e+}(\boldsymbol{\varepsilon}^e) + \psi_0^{e-}(\boldsymbol{\varepsilon}^e) \quad (5.4)$$

където индексът "0" означава "начални" състояния, а "e" се отнася за "еластичен". Вземайки предвид направеното приемане за два различни механизма на повреди - от опън и от натиск - еластичният потенциал се представя под формата:

$$\psi^e(\boldsymbol{\varepsilon}^e, d^+, d^-) = \psi^{e+}(\boldsymbol{\varepsilon}^e, d^+) + \psi^{e-}(\boldsymbol{\varepsilon}^e, d^-) \quad (5.5)$$

където

$$\psi^{e+}(\boldsymbol{\varepsilon}^e, d^+) = (1 - d^+) \psi_0^{e+}(\boldsymbol{\varepsilon}^e) \quad ; \quad \psi^{e-}(\boldsymbol{\varepsilon}^e, d^-) = (1 - d^-) \psi_0^{e-}(\boldsymbol{\varepsilon}^e) \quad (5.6)$$

5.3.2 Тензор на пластичните деформации. Пластичен потенциал

Изчисляването на ефективните напрежения, $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$, при отчитане и на пластичните деформации се извършва на основата на т.н. „Пластичност в пространството на ефективните напрежения” съгласно теоретичната разработка на Ju (1989) [25]. Тензорът на пластичните деформации се получава от следните зависимости и условия:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = \dot{\lambda}^p \frac{\partial F^p}{\partial \bar{\boldsymbol{\sigma}}} \quad (5.7)$$

$$\dot{\boldsymbol{\kappa}} = \dot{\lambda}^p \mathbf{H} \quad (5.8)$$

$$F(\bar{\boldsymbol{\sigma}}, \boldsymbol{\kappa}) \leq 0 \quad ; \quad \dot{\lambda}^p \geq 0 \quad ; \quad \dot{\lambda}^p F(\bar{\boldsymbol{\sigma}}, \boldsymbol{\kappa}) = 0 \quad (5.9)$$

където F и F^p са функцията на протичане и пластичният потенциал, $\dot{\lambda}^p$ е параметърът на пластичния поток, а \mathbf{k} и \mathbf{H} са векторите на, съответно, параметъра на уякчаване и функцията на уякчаване. Условието в 5.9 са т.н. “обобщени условия на Kuhn–Tucker за съвместимост при пластифициране”, чрез които се определя дали при дадено напрегнато състояние има нарастване на пластичните деформации.

Приносът към общия начален пластичен потенциал, ψ_0^p , на пластичните деформации от опън е незначителен и може да бъде пренебрегнат. Следователно, ψ_0^p се формира изцяло от пластичния потенциал за натиск ψ_0^{p-} . Последният е дефиниран в [49] чрез следната формула:

$$\psi_0^p(\mathbf{k}) = \psi_0^{p-}(\mathbf{k}) = \left(b_0 - \frac{1 + \nu_0}{3E_0} \right) \left(3\bar{J}_2^- + \sqrt{\frac{3}{2}} \alpha^p \bar{I}_1^- \sqrt{3\bar{J}_2^-} - \frac{1}{2} \bar{I}_1^+ \bar{I}_1^- \right) \quad (5.10)$$

където \bar{I}_1^+ и \bar{I}_1^- са първите инварианти на, съответно, $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^+$ и $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^-$, \bar{J}_2^- е вторият инвариант на $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^-$, ν е началният коефициент на Poisson, а $b_0 > 0$ е материална характеристика на бетона, която се определя така, че стойността на отношението между якостите му на натиск при равномерно двуосово и при едноосово натоварване да е в границите от 1.10 до 1.20, съгласно изследванията на Kupfer (1969) [28]. Приемайки, че развитието на пластични зони в бетона се дължи на повреди при натиск, пластичният потенциал може да се изразява по следния начин:

$$\psi^p(\mathbf{k}, d^-) = (1 - d^-) \psi_0^p(\mathbf{k}) \quad (5.11)$$

5.3.3 Еластопластичен потенциал

Общият еластопластичен потенциал може да се дефинира като сума от еластичната и пластичната му компоненти, които се дават съответно от Уравнение 5.5 и Уравнение 5.11:

$$\psi(\boldsymbol{\varepsilon}^e, \mathbf{k}, d^+, d^-) = \psi^e(\boldsymbol{\varepsilon}^e, d^+, d^-) + \psi^p(\mathbf{k}, d^-) = \psi^+(\boldsymbol{\varepsilon}^e, d^+) + \psi^-(\boldsymbol{\varepsilon}^e, \mathbf{k}, d^-) \quad (5.12)$$

където

$$\psi^+(\boldsymbol{\varepsilon}^e, d^+) = (1 - d^+) \psi_0^+(\boldsymbol{\varepsilon}^e) \quad (5.13)$$

$$\psi^-(\boldsymbol{\varepsilon}^e, \mathbf{k}, d^-) = (1 - d^-) \psi_0^-(\boldsymbol{\varepsilon}^e, \mathbf{k}) \quad (5.14)$$

а съответните начални еластопластични потенциали, ψ_0^+ , и ψ_0^- , се дават от следните зависимости:

$$\psi_0^+ = \psi_0^{e+} = \frac{1}{2} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ : \mathbf{C}_0 : \bar{\boldsymbol{\sigma}} \quad ; \quad \psi_0^- = \psi_0^{e-} + \psi_0^{p-} = b_0 \left(\alpha \bar{I}_1^- + \sqrt{3\bar{J}_2^-} \right)^2 \quad (5.15)$$

5.3.4 Конститутивен закон

Конститутивният закон (основната зависимост) на разглеждания модел на пластичност и повреди е изведен в [49] въз основа на Теорията на термодинамиката в следната форма:

$$\boldsymbol{\sigma} = (\mathbf{I} - \mathbf{D}) \bar{\boldsymbol{\sigma}} \quad (5.16)$$

където тензорът на повредите \mathbf{D} (от четвърти ранг) се получава като сума на тензорите на повредите при опън и при натиск:

$$\mathbf{D} = d^+ \mathbf{P}^+ - d^- \mathbf{P}^- \quad (5.17)$$

За нуждите на създаване на алгоритъм за числена реализация на настоящия модел на пластичност и повреди, конститутивният закон в Уравнение 5.16 трябва да бъде диференциран по времето, при което се получава следното уравнение:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = (\mathbf{I} - \boldsymbol{\omega}) : \mathbf{D}_0 : (\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p) - \left(\bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ \dot{d}^+ + \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- \dot{d}^- \right) \quad (5.18)$$

където $\boldsymbol{\omega}$ е симетричен тензор от четвърти ред, който се получава както следва:

$$\boldsymbol{\omega} = d^+ \mathbf{Q}^+ + d^- \mathbf{Q}^- \quad (5.19)$$

Уравнение 5.16 възпроизвежда основната в Теорията на механиката на повредите зависимост между тензора на напреженията, $\boldsymbol{\sigma}$, и тензора на ефективните напрежения, $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$. Тя е изведена при приемането за еднаквост на деформациите при напрегнатото състояние от $\boldsymbol{\sigma}$ за материала с повреди и деформациите при напрегнатото състояние от $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ за въображаем материал без повреди.

Съгласно Теорията на термодинамиката, трябва да бъде изпълнено следното условие за интензитета на освободената при повредите енергия:

$$-\left(\frac{\partial \psi}{\partial d^+} \dot{d}^+ + \frac{\partial \psi}{\partial d^-} \dot{d}^- \right) = Y^+ \dot{d}^+ + Y^- \dot{d}^- \geq 0 \quad (5.20)$$

където Y^+ и Y^- са интензитетите на освободената енергия при повредите от опън и натиск, съответстващи на термодинамични спрегнати сили на повредите:

$$Y^+ = -\frac{\partial \psi}{\partial d^+} = \psi_0^+ = \frac{1}{2} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ : \mathbf{C}_0 : \bar{\boldsymbol{\sigma}} \geq 0 \quad (5.21)$$

$$Y^- = -\frac{\partial \psi}{\partial d^-} = \psi_0^- = b_0 \left(\alpha \bar{I}_1 + \sqrt{3 \bar{J}_2} \right)^2 \geq 0 \quad (5.22)$$

5.3.5 Критерии на повреди

Състоянието на повреди се характеризира посредством критериите на повреди, които се дават в следната форма:

$$G^\pm (Y^\pm, r^\pm) = Y^\pm - r^\pm \leq 0 \quad (5.23)$$

където r^+ и r^- са текущите прагове на повреди, или т.н. „енергийни бариери”.

Критериите на повреди, дадени от изразите в 5.23 са аналогични на критерия за пластифициране. И в двата случая, ако знакът \leq се замени със знак за равенство, биха се получили уравнения на текущите повърхнини на, съответно, повреди и протичане.

Критериите на повреди могат еквивалентно да се представят в следната функционална форма:

$$G^\pm (Y^\pm, r^\pm) = g^\pm (Y^\pm) - g^\pm (r^\pm) \leq 0 \quad (5.24)$$

В Уравнения 5.24, g^+ и g^- могат да бъдат произволни монотонно нарастващи скаларни функции. За удобство, в [49] е предложено $g^+ = \sqrt{2E_0(\cdot)}$ и $g^- = \sqrt{(\cdot)/b_0}$. Изразите за Y^+ и Y^- са модифицирани, както следва:

$$Y^+ = \sqrt{2E_0 \psi_0^+} = \sqrt{E_0 (\bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ : \mathbf{C}_0 : \bar{\boldsymbol{\sigma}})} \quad (5.25)$$

$$Y^- = \sqrt{\frac{\psi_0^-}{b_0}} = \alpha \bar{I}_1 + \sqrt{3 \bar{J}_2} \quad (5.26)$$

Началните прагове на повредите се изчисляват от Уравнения 5.25 и 5.26:

$$r_0^+ = f_0^+ \quad (5.27)$$

$$r_0^- = (1 - \alpha) f_0^- \quad (5.28)$$

където f_0^+ и f_0^- са напреженията (с положителна стойност), след превишаването на които се появява нелинейност в реагирането при, съответно, едноосов опън и едноосов натиск.

Тъй като при равномерен триосов натиск (т.н. „хидростатичен натиск”) изразът в 5.26 би могъл да даде отрицателна стойност за Y^- , в [49] към него е внесено следното подобрение:

$$Y^- = \alpha \bar{I}_1 + \sqrt{3 \bar{J}_2} - \gamma \langle -\bar{\sigma}_{i,max} \rangle \quad (5.29)$$

в който γ е константна величина. За бетон, $\gamma=3$.

5.3.6 Описание на развитието на повредите

Увеличаването на микропукнатините в бетона и развитието на повърхнините на повредите (Уравнения 5.24 се описва чрез аналитични зависимости за развитието на променливите на повредите, d^+ и d^- и на съответните прагове на повреди, r^+ и r^-).

Следователно, праговете на повредите r^+ и r^- за произволен момент n се дават от:

$$r^\pm = \max \{r_0^\pm, \max Y_\tau^\pm\} \quad (5.30)$$

където $\tau \in [0, n]$.

Ако се приеме, че при едноосов опън бетонът реагира линейно-еластично до достигане на опънната якост $f_t = f_0^+$ и се пренебрегне уякчаването, променливата на повредите d^+ може да се даде със следната функция:

$$d^+ = g^+ = 1 - \frac{r_0^+}{r^+} \exp \left[B^+ \left(1 - \frac{r^+}{r_0^+} \right) \right] \quad (5.31)$$

Константата B^+ в Уравнение 5.31 трябва така да се дефинирана, че да се удовлетвори изискването за създаване на условие за независимост на резултатите за напреженията от размерите на крайните елементи. Въпросната независимост се постига чрез налагане на ограничението максималният размер на крайните елементи да е по-малък от т.н. „характеристична дължина”, l_c (Oliver, 1989) [37]. За спазването на това изискване, изразът за B^+ е следния:

$$B^+ = \left[\frac{G_f E_0}{l_c (f_0^+)^2 - \frac{1}{2}} \right]^{-1} \geq 0 \quad (5.32)$$

За да се позволи възпроизвеждането по числен път на уякчаването на бетона при натиск, както и на омекотяването му при увеличаване на натоварването след достигане на максималните натискови напрежения, в [11] е предложено следното уравнение за d^- :

$$d^- = g^- = 1 - \left\{ \frac{r_0^-}{r^-} (1 - A^-) + A^- \exp \left[B^- \left(1 - \frac{r^-}{r_0^-} \right) \right] \right\} \quad (5.33)$$

в което константите A^- и B^- се получават чрез калибриране на резултатите от уравнението с резултати от лабораторни изпитвания на бетона.

5.3.7 Числен алгоритъм

Съгласно изследването на Ju (1989) [25], Уравнение 5.18 може да бъде разложено на три части: “еластична”, “пластична”, и “на повредите”. Това позволява численият алгоритъм на модела да бъде изграден от три стъпки, съответстващи на частите на диференцирания по времето конститутивен закон. Тези части са наречени “еластична апроксимация”, “корекция от пластичност”, и “корекция от повреди”.

Важно е да се отбележи, че в стъпките “еластична апроксимация” и “корекция от пластичност” променливите на повредите, d^+ и d^- , са фиксирани, тъй като те зависят от тензора на текущите ефективни напрежения, $\bar{\sigma}$, и от съответния тензор на еластичните деформации, ϵ^e . Тези два тензора се определят напълно в стъпката “корекция от пластичност”, като $\epsilon^e = \epsilon - \epsilon^p$. Следователно, първите две стъпки от числения алгоритъм се състоят в решаването на стандартна еластопластична задача в пространството на ефективните напрежения, която е отделена от третата стъпка - определяне на корекцията от повреди. След определяне на текущата стойност на $\bar{\sigma}$ от еластопластичната задача, променливите на повредите d^+ и d^- , както и тензорът на напреженията σ се обновяват в стъпката “корекция от повреди”.

5.3.8 Алгоритмично–съвместим тангентен модул

Съществуват различни методи за решаване на уравненията на равновесие при нелинеен анализ по МКЕ. В случаите, когато се очаква надвишаване на деформациите, съответстващи на максималните напрежения, които материалът може да понесе, е необходимо да се използва пълния метод Newton–Raphson за общата итерация, при който се изисква използването на алгоритмично–съвместим тангентен модул.

Общият диференциал на конститутивния закон, Уравнение 5.16, се дава от:

$$d\sigma = (\mathbf{I} - \omega) : d\bar{\sigma} - [\bar{\sigma}^+ d(d^+) + \bar{\sigma}^- d(d^-)] \quad (5.34)$$

След редица преобразувания, Уравнение (5.34) може да се представи в следния компактен вид [49]:

$$d\sigma = \mathbf{D}^{alg} : d\varepsilon \quad (5.35)$$

където \mathbf{D}^{alg} е алгоритмично–съвместим тангентен модул, чийто израз е даден в [49].

5. Числено формулиране

6.1 Общи положения

Изчисленията за определяне на поведението на дъгова язовирна стена подложена на силен земетръс се провеждат чрез директно интегриране на уравненията на динамично равновесие в област време.

За провеждане на изчисленията, необходими за целите на настоящия труд, е използвана компютърната програма DIANA. Числените модели, представени в Глава 4 и Глава 5 са интегрирани като потребителски подпрограми (User–supplied Subroutines). Изготвянето на модел от крайни елементи, решаването на системата от нелинейни уравнения и представянето на получените резултати е извършено изцяло в средата на DIANA.

При нелинейни числени анализи на дъгови язовирни стени е необходимо да се възпроизведе с достатъчна точност не само геометрията на стената, но и геометрията на отделните ѝ блокове. Последното е необходимо за да може да се отчете правилно ефекта на формата на контракционните фуги върху взаимодействието на съседните блокове.

В числената формулировка, приложена в настоящия труд, геометрията на блоковете на дъгова язовирна се моделира чрез шестостенни призми с криволинейни повърхности на водната и въздушната страна, както и по протежение на контракционните фуги. Долната и горната повърхности на шестостенните призми са равнинни. Геометрията на частта от блоковете, която е в контакт с основата, се моделира чрез петостенни (клинообразни) призми. Мрежата от крайни елементи на блоковете се изгражда от 20–възлови призматични елементи с нелинейна геометрична дефиниция. Поведението на бетона се моделира чрез нелинейния модел представен в Глава 5.

Контракционните фуги между блоковете на стената, както и фугата в контакта „бетон–скала“, се моделират с фуговия елемент с нулева дебелина и фуговия модел, описани в Глава 4. Геометрията на контракционните фуги се определя прецизно въз основа на данни от проекта; т.е. не се прави предпоставка за равнинни вертикални фуги, а те са моделирани като хеликоидални (каквито са в действителност).

Основата се моделира чрез шестостенни призми, като границите ѝ се определят така, че да са достатъчно отдалечени от контакта „стена–основа“, което от своя страна зависи от съотношението на модулите на деформация на бетона и основата. В настоящия труд се прави приемане за линейно–еластично поведение на скалата в основата на стената. Както бе обаче отбелязано по горе, контактът между стената и основата е моделиран като фуга, която не предава опънни напрежения. Това отразява до голяма степен реалността, тъй като кохезията в контакта „бетон–скала“ която съществува в началния етап след полагане на бетона, постепенно намалява поради процесите на съсъхване и пълзене в бетона.

Сеизмичното взаимодействие между язовирната стена и водата във водохранилището се определя чрез съчетан анализ на областите на флуида (водата във водохранилището) и на конструкцията (язовирната стена), както е описано в труда на Zienkiewicz и Taylor (2000) [50], като се приема непрекъснатост на ускоренията по границата между двете области. За тази цел, водата в язовира се моделира чрез елементи за течност, а контактът „вода–стена” се моделира с елементи за контакт „флуид–конструкция”.

Настоящата числена формулировка дава възможност да се отчитат нелинейни ефекти по време на строителството и експлоатацията на стената, дължащи се статични, термични и сеизмични натоварвания. Тъй като нелинейното реагиране на дъгова язовирна стена зависи от историята на натоварването ѝ, тези натоварвания трябва да се зададат по начин, който най-точно възпроизвежда действителните условия, както е описано в Точка 6.3 по-долу.

Началното напрегнато състояние на системата стена–основа при възникване на силно земетресение се определя от историята на натоварванията преди това, т.е. от начина на изграждане на стената, етапността на запълване и начина на експлоатация. Всички тези компоненти могат да бъдат отчетени с достатъчна точност при настоящата формулировка.

В началото на изчисленията на сеизмичното реагиране на стената, статичните физико-механични показатели на бетона и скалата се заменят с динамични. Също тогава се активират и елементите на водохранилището и контакта „стена–вода”. Както бе отбелязано, решението на нелинейната система от уравнения на динамично равновесие се извършва чрез директно интегриране в област време. За решаването на системата могат да се използват различни методи, например този на Newmark [1] или т.н. α -метод на Hughes, Hilbert и Taylor (ННТ) [20]. Решението на нелинейните уравнения на равновесие във всяка стъпка по времето се получава посредством пълния итерационен метод Newton–Raphson [1].

6.2 Метод за решаване на системата нелинейни уравнения

Задачата се състои в определянето на равновесно състояние на разглежданата системата във всяка стъпка по времето (натоварването), при което векторът на вътрешните сили е равен на вектора на външните сили, при което се удовлетворяват също така и граничните условия:

$$\mathbf{F}_{m+1} - \mathbf{R}_{m+1} = \mathbf{0} \quad (6.1)$$

и

$$\mathbf{U}_{m+1} = \mathbf{U}_0 \quad (6.2)$$

В горните уравнения \mathbf{F}_{m+1} е векторът на външното натоварване, \mathbf{R}_{m+1} е векторът на възловите сили на съпротивление, получени чрез интегриране на напреженията в крайните елементи, индексът $(m + 1)$ означава текущата стъпка по време (натоварване), а \mathbf{U}_0 е векторът на зададените премествания.

Започвайки от момента t , за който вече е изчислено приблизително решение \mathbf{U}_m , се търси решение \mathbf{U}_{m+1} за момента $t + \Delta t$, за което е изпълнено Уравнение 6.1. За текущата стъпка по време, познатите величини са \mathbf{U}_m и Δt , а уравнението на равновесие зависи единствено от $\Delta \mathbf{U}$. Следователно, можем да дефинираме нелинейната задача по следния начин. Да се намери $\Delta \mathbf{U}$, така че:

$$\mathbf{U}_{m+1} = \mathbf{U}_m + \Delta \mathbf{U}_{m+1} \quad (6.3)$$

и за което да се удовлетворява уравнението

$$\Delta \mathbf{F}(\Delta \mathbf{U})_{m+1} = \mathbf{F}(\Delta \mathbf{U})_{m+1} - \mathbf{R}(\Delta \mathbf{U})_{m+1} = \mathbf{0}_{m+1} \quad (6.4)$$

където $\Delta \mathbf{F}(\Delta \mathbf{U})_{m+1}$ е векторът на небалансираните (остатъчните) сили в текущата стъпка на времето (натоварването).

Както бе отбелязано по-горе, стъпково-итеративната процедура води до намиране на приблизително, а не точно, решение на системата уравнения. Грешката в полученото

решение се намалява с всяка последваща итерация в итерационен цикъл. Съществуват различни итерационни процедури, като всички те се свеждат до определяне на нарастването на тоталното преместване $\Delta \mathbf{U}$ при което се постига равновесно състояние в края на текущата стъпка. Нарастването $\Delta \mathbf{U}$ се получава посредством сумирането на последователно изчислени итеративни нараствания $\delta \mathbf{U}$ в рамките на стъпката:

$$\Delta \mathbf{U}_i = \Delta \mathbf{U}_{i-1} + \delta \mathbf{U}_i \quad (6.5)$$

където i е номерът на текущата итерация.

Тъй като решението е приблизително, необходимо е да се зададе точността, при постигането на която итеративната процедура се прекъсва и се преминава към следващата стъпка по времето (натоварването).

Отделните стъпково–итеративни процедури се различават по начина на изчисление на $\delta \mathbf{U}_i$. Итеративните нараствания се получават посредством изчислителна матрица на коравина, \mathbf{K} , която представлява някаква форма на линейна зависимост между вектора на силите и вектора на преместванията. С други думи, всяка итерация се свежда до решаване на линейна задача. Най-често използваните стъпково-итеративни процедури са „Newton-Raphson” и „Arc-length”. В настоящия труд е използвана първата от тях. Самата тя има няколко разновидности. При т.н. „пълна” итеративна схема „Newton-Raphson”, нарастването на изчислената стойност на възловите премествания в итерация i се получава, както следва:

$$\mathbf{K}_{m+1}^{i-1} \Delta \mathbf{U}^i = \mathbf{F}_{m+1} - \mathbf{R}_{m+1}^i = \Delta \mathbf{F}_{m+1}^{i-1} \quad (6.6)$$

където текущата тангенциална матрица на коравина \mathbf{K}_{m+1}^{i-1} се определя посредством следния израз:

$$\mathbf{K}_{m+1}^{i-1} = \left. \frac{\partial \mathbf{R}}{\partial \mathbf{U}} \right|_{\mathbf{U}_{m+1}^{i-1}} \quad (6.7)$$

Новото, подобро приближение на стойността на преместването се определя, както следва:

$$\mathbf{U}_{m+1}^i = \mathbf{U}_{m+1}^{i-1} + \Delta \mathbf{U}^i \quad i=1,2,3,\dots \quad (6.8)$$

Изчислените тангенциална матрица на коравина, вектор на преместването, и вектор на възстановяващите сили от последната итерация в стъпка на натоварване m се задават като начални условия в следващата стъпка на натоварване, $(m + 1)$:

$$\mathbf{K}_{m+1}^0 = \mathbf{K}_m; \quad \mathbf{U}_{m+1}^0 = \mathbf{U}_m; \quad \mathbf{R}_{m+1}^0 = \mathbf{R}_m$$

Уравнения 6.6 до 6.8 са получени чрез линеаризиране на реагирането на системата от крайни елементи в предходната итерация $(i - 1)$ на текущата стъпка на натоварване $(m + 1)$. Итерационният цикъл завършва когато се изпълни предварително дефиниран критерий за сходимост.

Гореописаният метод за решаването на системи от уравнения на нелинейни задачи е приложим както за статични, така и за динамични анализи, ако при последните се използва неявно (имплицитно) интегриране в област време. Единствената разлика е, че при динамични анализи в Уравнение 6.6 се използват матрицата на ефективната коравина на системата и векторът на ефективния товар вместо, съответно, матрицата на коравина и векторът на външно натоварване на системата.

6.3 Начален статичен анализ

Както вече бе споменато, в настоящата формулировка могат да се отчитат натоварванията от собствено тегло на стената, хидростатичен натиск от водохранилището, както и температурни градиенти в тялото на стената. Приема се, че стената може да реагира нелинейно на отчетените статични натоварвания.

В настоящия труд, процесът на изграждане, съответно натоварването от собствено тегло, е представен алгоритмично посредством разделянето на блоковете на дъговата стена

на няколко групи. Изграждането на стената се моделира посредством поетапно активиране на съответните фази на строителството на блоковете и инжектиране на контракционните фуги между тях. По този начин се постига по-точна картина на напрегнатото състояние на стената, дължащо се на собственото тегло. В края на изчисленията за собствено тегло се активират всички елементи на стената и основата.

Изчисленията за определяне на напрегнатото и деформирано състояние от хидростатичен натиск се извършват за цялостния модел на системата „язовирна стена–основа”. Завираването на водохранилището се моделира на няколко етапа, за да може правилно да се отчетат евентуални нелинейни ефекти, дължащи се на отваряне на фугата в контакта „бетон–скала”. За да се увеличи прецизността на тези изчисления е необходимо да се увеличи гъстотата на мрежата от крайни елементи в контакта. Напрегнатото състояние на стената и основата преди началото на завираването на водохранилището се задава идентично на това в края на строителството, като преместванията от собствено тегло се приемат равни на нула.

Настоящата формулировка дава възможност да се отчете точно влиянието на температурния режим в тялото на дъгова язовирна стена през строителния и експлоатационния период върху нейното напрегнато състояние. За тази цел са нужни данни за последователността на изграждане на блоковете на стената, термичните свойства на използвания бетон, данни за набирането му на якост с времето и в зависимост от околните условия, използването на охладителна система, данни за температурата на въздуха и на водата, и данни за режима на експлоатация на водохранилището.

При провеждане на сеизмичен анализ на дъгова язовирна стена трябва да се отчитат температурните градиенти в тялото на стената по отношение на температурното поле в момента на замонолитването ѝ. При това, температурните градиенти се определят за два характерни случая през експлоатационния период: (1) за условия на ниски температури на въздуха и водата (т.е. за зимни условия); и (2) за условия на високи температури на същите (т.е. за летни условия). Така изчисленото напрегнато и деформирано състояние от собствено тегло, хидростатичен натиск и температурни градиенти се задава като начално за изчисленията за определяне на сеизмичното реагиране на стената.

6.4 Решение на уравненията на динамично равновесие

Уравненията на динамично равновесие (уравненията на движение) могат да бъдат записани, както следва:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{P}(\dot{\mathbf{U}}, \mathbf{U}_{tot}) = -\mathbf{M}\mathbf{R}\ddot{\mathbf{U}}_g + \mathbf{F}^{st} \quad (6.9)$$

където

$$\mathbf{U}_{tot} = \mathbf{U}_{st} + \mathbf{U} \quad (6.10)$$

където \mathbf{U} , $\dot{\mathbf{U}}$, и $\ddot{\mathbf{U}}$ са, съответно, преместването, скоростта, и ускорението, определени относно движението на свободната повърхност на основата, \mathbf{U}_g ; \mathbf{U}_{st} е преместването, породено от статичните товари; \mathbf{M} е матрицата на масите, която включва присъединената маса вода, изчислена при отчитането на взаимодействието „язовирна стена – водохранилище”; \mathbf{P} е векторът на силите на съпротивление, които са нелинейна функция на скоростта и общото преместване; \mathbf{R} е матрицата на влияние за $\ddot{\mathbf{U}}$; и \mathbf{F}^{st} е векторът на статичните товари.

В DIANA са формулирани различни методи за директно интегриране на Уравнение 6.9 в област време. Тук е представен метода на Newmark [1]. При този метод, реагирането на изследваната система, изразено чрез \mathbf{U} , $\dot{\mathbf{U}}$, и $\ddot{\mathbf{U}}$ в момента t_{n+1} от началото на динамичното въздействие се определя чрез следните уравнения:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}_{n+1} + \mathbf{P}(\dot{\mathbf{U}}_{n+1}, \{\mathbf{U}_{tot}\}_{n+1}) = -\mathbf{M}\mathbf{R}\ddot{\mathbf{U}}_g + \mathbf{F}^{st} \quad (6.11)$$

$$\mathbf{U}_{n+1} = \tilde{\mathbf{U}}_{n+1} + \Delta t^2 \beta \ddot{\mathbf{U}}_{n+1} \quad (6.12)$$

$$\dot{\mathbf{U}}_{n+1} = \tilde{\dot{\mathbf{U}}}_{n+1} + \Delta t \gamma \ddot{\mathbf{U}}_{n+1} \quad (6.13)$$

където

$$\tilde{\mathbf{U}}_{n+1} = \mathbf{U}_n + \Delta t \dot{\mathbf{U}}_n + \Delta t^2 \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{\mathbf{U}}_n \quad (6.14)$$

$$\tilde{\dot{\mathbf{U}}}_{n+1} = \dot{\mathbf{U}}_n + \Delta t (1 - \gamma) \ddot{\mathbf{U}}_n \quad (6.15)$$

В Уравнения 6.11 до 6.15, Δt означава продължителността на стъпката време; \mathbf{U}_n , $\dot{\mathbf{U}}_n$, и $\ddot{\mathbf{U}}_n$ са, съответно, преместването, скоростта и ускорението на системата за време t_n ; $\tilde{\mathbf{U}}_{n+1}$ и $\tilde{\dot{\mathbf{U}}}_{n+1}$ са линеаризираните приближения на преместването и скоростта за текущата итерация, определени въз основа на решението в края предишната стъпка време; \mathbf{U}_{n+1} и $\dot{\mathbf{U}}_{n+1}$ са изчислените премествания и скорости в t_{n+1} -та стъпка време; β и γ са параметрите на Newmark, които контролират точността и устойчивостта на решението (Hughes et al. 1978) [21]. Поради нелинейната връзка между възстановителните сили \mathbf{P} и преместванията и скоростите, Уравнения 6.11 до 6.15 се решават итеративно чрез линеаризиране на нелинейните уравнения на движение към ефективна линейна система. Решението на линеаризираните уравнения на движение в итерация $(i + 1)$ се получава за неизвестното нарастване на преместването, $\Delta \mathbf{U}$, както следва:

$$\mathbf{K}^{ef} \Delta \mathbf{U} = \Delta \mathbf{F}^{ef} \quad (6.16)$$

В Уравнение 6.16, ефективната матрица на коравина \mathbf{K}^{ef} и ефективният вектор на небалансирана сила $\Delta \mathbf{F}^{ef}$ могат да бъдат получени по следния начин:

$$\mathbf{K}^{ef} = \frac{1}{\Delta t^2 \beta} \mathbf{M} + \frac{\gamma}{\Delta t \beta} \mathbf{C} (\dot{\mathbf{U}}_{n+1}^i) + \mathbf{K}_T(\{\mathbf{U}_{tot}\}_{n+1}^i) \quad (6.17)$$

$$\Delta \mathbf{F}^{ef} = -\mathbf{M} \mathbf{R} \left\{ \ddot{\mathbf{U}}_g \right\}_{n+1} + \mathbf{F}^{st} - \mathbf{M} \ddot{\mathbf{U}}_{n+1}^i - \mathbf{C} \dot{\mathbf{U}}_{n+1}^i - \mathbf{N}(\{\mathbf{U}_{tot}\}_{n+1}^i) \quad (6.18)$$

където $\mathbf{K}_T(\{\mathbf{U}_{tot}\}_{n+1}^i)$ и $\mathbf{N} = \mathbf{N}(\mathbf{U}_{n+1}^i)$ са, съответно, тангенциалната матрица на коравина и векторът на възстановяващите сили, като и двете са нелинейни функции на общите премествания.

След като Уравнение 6.16 се реши за $\Delta \mathbf{U}$, подобрените приближения за реагирането на системата в стъпка време t_{n+1} се получават от слените изрази:

$$\mathbf{U}_{n+1}^{i+1} = \mathbf{U}_{n+1}^i + \Delta \mathbf{U} \quad (6.19)$$

$$\{\mathbf{U}_{tot}\}_{n+1}^{i+1} = \mathbf{U}_{st} + \mathbf{U}_{n+1}^{i+1} \quad (6.20)$$

$$\dot{\mathbf{U}}_{n+1}^{i+1} = \dot{\mathbf{U}}_{n+1}^i + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta \mathbf{U} \quad (6.21)$$

$$\ddot{\mathbf{U}}_{n+1}^{i+1} = \ddot{\mathbf{U}}_n^i + \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta \mathbf{U} \quad (6.22)$$

Изчислителният цикъл се повтаря докато се удовлетворят зададените критерии за сходимост на решението.

Тънки конструкции, каквито са и бетонните дъгови стени, имат ниски коефициенти на затихване, които варират от 3% до 5%. Поради това, в настоящата разработка е прието, че затихването на дъговите стени може да се апроксимира с достатъчна точност по метода на Rayleigh:

$$\mathbf{C} = b_0 \mathbf{M} + b_1 \mathbf{K} \quad (6.23)$$

където b_0 и b_1 са константи, чиито стойности се определят въз основа на две избрани честоти на трептене и приет коефициент на затихване. Изборът на честоти на трептене за

моделиране на затихването се прави така, че да се обхванат формите на трептене, които имат най-съществен принос за динамичното реагиране на конструкцията.

За да се определи дали изчислените премествания и сили са близки до стойностите, при които се удовлетворяват уравненията за равновесие в дадена стъпка на натоварване, нарастването на вътрешната енергия в текущата итерация се сравнява с това в началото на стъпката. Приема се, че има сходимост, когато отношението между текущото и началното нарастване на вътрешната енергия е по-ниско от зададена стойност:

$$\frac{|\Delta U^{(i)}| |(\mathbf{F}_{n+1} - \mathbf{R}_{n+1}^{i-1})|}{|\Delta U^{(1)}| |(\mathbf{F}_{n+1} - \mathbf{R}_n)|} \leq \epsilon_E \quad (6.24)$$

6.5 Избор на тип крайни елементи за нелинеен анализ

Изопараметричните крайните елементи с линейна интерполация, като например 8-възловия призматичен елемент, не се препоръчват при нелинеен анализ. Формулировката на тези елементи има съществени недостатъци, изразяващи се в нереално втвърдяване при срязващи и обемни деформации. При линейно-еластична задача този ефект може да бъде заобиколен посредством т.н. „концепция на приетите деформации” (assumed strain concept, виж Groen (1994) [15]), но при нелинеен анализ това трудно се постига. Ето защо за нелинейни задачи се препоръчва използването на елементи с квадратична интерполация.

Имайки предвид горното, в настоящия труд се използват следните типове крайни елементи за моделиране на системата „стена - основа - водохранилище”: (a) 20 - възлов шестостенен елемент за моделиране на блоковете на стената, както и за моделиране на основата; (b) 8+8 - възлов фугов елемент с нулева дебелина за моделиране на контракционните фуги на стената, както и за моделиране на основната фуга, т.е. на фугата „бетон - скала”; (c) 8+4 - възлов контактен елемент с нулева дебелина за моделиране на контакта „стена - водохранилище”; и (d) 8 - възлов шестостенен елемент за моделиране на водата във водохранилището.

6. Числен пример

7.1 Увод

Целесъобразността на разработената числена процедура е демонстрирана посредством провеждане на анализ на сеизмичното поведение на дъговата язовирна стена „Morrow Point”. Тази стена е предмет на анализ в няколко ключови научни изследвания, а именно в тези на Clough (1973) [9], Fok и Chopra (1985) [14], Fenves (1992) [13], Tan и Chopra (1995) [44], Noruziaan (1995) [36], и др. Посредством сравнение на настоящите резултати с такива от предишни разработки се създава добра основа за доказване на приложимостта на числената процедура.

Язовирна стена „Morrow Point” е дъгова, с двойна кривина, построена на р. Гънисън в щата Колорадо, САЩ. Стената е проектирана от Бюрото по мелиорации на САЩ и е построена за пет години, от 1963 до 1968. Дължината на стената по короната е 221 m, а максималната ѝ височина е 142 m. Дебелината в централното сечение се изменя от 3.66 m в короната до 15.8 m в основата. Стената се състои от 18 блока, като контракционните фуги между тях са инжектирани за създаване на монолитно тяло. Всеки от блоковете е с дължина 12.2 m в дъгово направление, с изключение на централния, който е с дължина 9.14 m. Подробно описание на геометрията на „Morrow Point” е дадено в изследването на Hall and Chopra (1983) [17].

7.2 Числен модел

За създаването на числения модел на системата „язовирна стена – основа – водохранилище” е използван пред-процесорния модул на програмата DIANA. Геометрията на

стената е дефинирана с висока точност, като са използвани данни, дадени в изследването на Fenves (1992) [13], и по-точно във файла с входни данни, придружаващ програмата ADAP-88. Блоковете на стената са зададени с плавни хоризонтални и вертикални криви на няколко нива. Получените повърхности на контракционните фуги са с хеликоидална форма, което отразява действителността.

Контракционните фуги и фугата „бетон–скала” са моделирани посредством 8+8 възлови фугови елементи с квадратична интерполация, за които е приложен фуговия модел, описан в Глава 4.

Нелинейният модел на бетона, описан в Глава 5, е въведен за 20-възлови шестостенни призматични елементи, с които са моделирани блоковете на стената, както и скалната основа.

Взаимодействието „язовирна стена – водохранилище” при силно земетресение е симулирано посредством съчетан анализ на структурната и флуидната системи, както е описано в 7.2.2.

Мрежата от крайни елементи на системата „язовирна стена–основа–водохранилище” се състои от 60 114 възела и 20 150 крайни елемента, както е описано по-долу.

7.2.1 Модел на системата „стена–основа”

Системата „стена–основа” е моделирана с 10 208 20-възлови шестостенни призматични елемента и 1 254 8+8 възлови фугови елемента. Тялото на стената е дискретизирано на шест слоя елемента по дебелината ѝ. Посредством фуговите елементи са моделирани седем контракционни фуги, разположени на равни разстояния в дъгово направление, както и основната фуга. Мрежата от крайни елементи е така проектирана, че да се осигури обективност по отношение на енергията на разрушение в бетона при нелинеен анализ. Броят на моделираните контракционни фуги е избран въз основа на заключенията от изследването на Fenves (1992) [13], според което моделирането на три контракционни фуги (едната от които в централното сечение) дава достатъчна точност по отношение на изчисленията на поведението на дъгова стена.

Моделът на основата обхваща област, простираща се от стъпката на стената на разстояние равно на около един път и половина височината ѝ във всички направления. Земетръсното въздействие е зададено с акселерограми по границите на модела на основата.

Физико-механичните характеристики на бетона, използвани за настоящето изследване са дадени в Таблица 7.2.1. Прието е, че бетонът има изотропни физико-механични характеристики преди възникване на пукнатини и повреди. Стойностите на модула на еластичност E , коефициента на Poisson ν и собственото тегло γ са приети равни на тези, използвани в изследването на Fenves (1992) [13]. Стойностите за едно-осова якост на натиск f'_c , критичната едно-осова деформация ε_p (т.е. деформацията съответстваща на f'_c), приведената едно-осова якост на опън f'_t и енергията на разрушение G_f са избрани въз основа на публикувани експериментални данни (Bruhwiler 1990 [4], Pagnoni 1992 [39]). За отчитане на ефектите, дължащи се на високи скорости на деформация при сеизмични въздействия, стойностите на E , f'_c , f'_t и G_f са увеличени с 25% за изчисленията на динамичното реагиране на конструкцията (CEA 1990 [5]).

Критерият за обективност на мрежата от крайни елементи (т.е. за независимост на получените чрез нея резултати от размера на елементите ѝ) се дава от израза за характеристикната дължина на елементите (Oliver 1989 [37]). Замествайки приетите стойности на динамичните физико-механичните характеристики на бетона в горното уравнение, получавате стойност от 2.6 m за характеристикната дължина.

Средната дължина на елементите на мрежата от крайни елементи дефинирана за настоящето изследване е около 2.0 m, изчислена за средната им линейна дължина. Следователно, изискването за обективност на мрежата, дадено в [37] е спазено.

Таблица 7.1: Физико-механични характеристики на бетона

Физико-механични характеристики	Статични	Сеизмични
Модул на еластичност, E [MPa]	26000	32500
Коефициент на Poisson, ν [-]	0.2	0.2
Обемно тегло, γ [kN/m ³]	24.0	24.0
Едноосова якост на натиск, f'_c [MPa]	25.0	31.25
Едноосова деформация отговаряща на f'_c , ε_p [-]	0.002	0.002
Приведена едноосова якост на опън, σ'_a [MPa]	2.0	2.5
Енергия на разрушение на бетона, G_f [N/m]	200	250

Физико-механичните характеристики на контракционните фуги, използвани в настоящето изследване са коравините на фугите k_n и k_s , якостта на фугите в нормално направление σ_n , параметъра на гранично отваряне δ , приведената кохезия c и ъгъла на вътрешно триене ϕ . Стойностите на коравините са приети равни на 10^{10} N/m³. Съгласно параметричните изследвания на Noguziaan (1995) [36], приведената кохезия c и ъгълът на вътрешно триене ϕ имат пренебрежимо малък ефект върху поведението на стената, ако тя е изградена със щраби във фугите. Най-голям ефект има наличието на щраби, както и стойността на параметъра на гранично отваряне δ , т.е. размерът на щрабите напречно на фугите. Настоящото изследване е проведено при приемането за наличие на щраби и за $\delta = 0.30$ m. Якостта на опън на фугите е приета равна на нула. Приведената кохезия е взета $c = f'_t$, а ъгълът на вътрешно триене е приет $\phi = 45^\circ$.

Скалната основа е моделирана като изотропен линейно-еластичен материал. Масата на основата е приета равна на нула с цел да се избегнат паразитни напрежения, предизвикани от инерционния ефект при разпространението на сеизмичните вълни в нея. Модулът на еластичност, използван при статичен анализ е увеличен с 25 % за изчисленията на сеизмичния анализ. Физико-механичните характеристики на основата са дадени в Таблица 7.2.

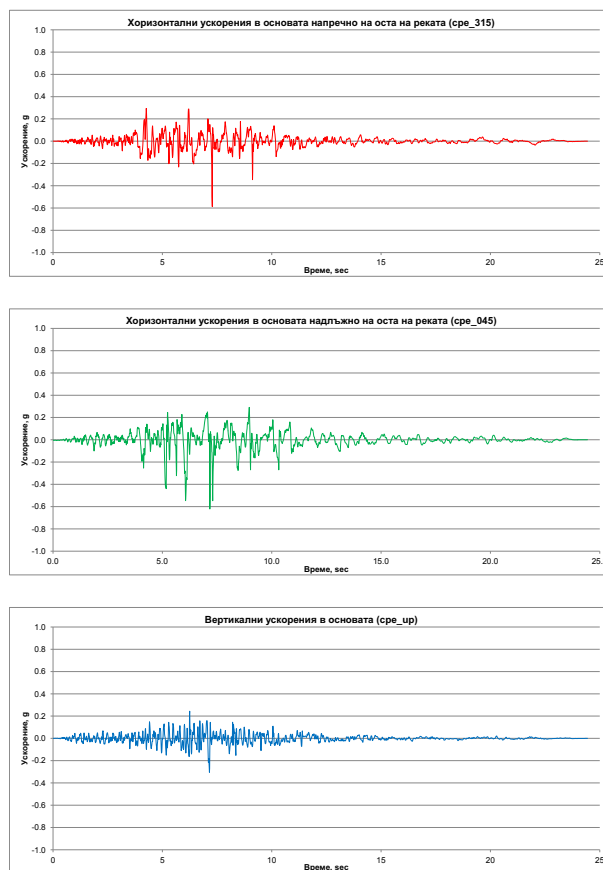
Таблица 7.2: Физико-механични характеристики на скалата

Физико-механични характеристики	Статични	Сеизмични
Модул на еластичност, E [MPa]	17240	21550
Коефициент на Poisson, ν [-]	0.2	0.2
Обемно тегло, γ , [kN/m ³]	0.0	0.0

7.2.2 Модел на водохранилището

Подробна трактовка на динамичното взаимодействие „флуид–конструкция” се дава от Zienkiewicz и Taylor (2000) [50]. В настоящия труд, динамичното взаимодействие „вода–язовирна стена” е симулирано чрез съответния програмен модул на DIANA, даващ възможност за съчетан анализ на областите на флуида (водата във водохранилището) и на конструкцията (язовирната стена). Направени са следните опростявания: (i) прието е, че водата е несвиваема течност; (ii) не се отчитат вълните по повърхността на водохранилището, които се образуват при земетръс; и (iii) не се отчита ефектът от радиационни вълни по далечната граница на водохранилището. Съчетаването на флуида и конструкцията се реализира посредством приемане за непрекъснатост на ускоренията на двете среди по границата между тях. В резултат на направените опростявания, влиянието на хидродинамичното налягане на водата във водохранилището върху реагирането на стената се изразява в уравненията на динамично равновесие посредством прибавяне към матрицата на масите на стената на матрица на „присъединени маси вода”.

Водоохранилището е моделирано с призматична форма, като границата му нагоре по течението на реката се простира на разстояние пет пъти височината на стената. То е



Фигура 7.1: Изчислителни акселерограми по границите на основата

представено посредством 7 240 8-възлови шестостенни призматични елемента, а контактът „вода-стена” се състои от 1 448 8+4 възлови контактни елемента.

7.3 Натоварвания и въздействия

В настоящето изследване са отчетени натоварванията от собствено тегло на язовирната стена и хидростатичен натиск от водохранилището, както и сеизмичните въздействия при възникване на земетресение от ниво Maximum Credible Earthquake (MCE).

При прилагането на натоварването от собствено тегло е отчетена последователността на изграждане на блоковете, както това бе дискутирано в Глава 6. Отчетена е вероятността от нелинейно поведение на бетона поради напуквания и повреди, както и от отваряния в основната фуга.

Натоварването от хидростатичен натиск е приложено след това от собствено тегло. Максималните му стойности са изчислени за най-високо работно водно ниво на водата във водохранилището (НВРВН). За същото ниво са изчислени и присъединените маси вода при земетръсно въздействие. Хидростатичният натиск е приложен върху модел на системата „стена-основа”, в който са активирани всички елементи, включително и тези на фугите между блоковете. Както и при натоварването от собствено тегло, отчита се вероятността от напуквания и повреди в бетона, както и от отваряния в основната фуга. Хидростатичният натиск е зададен на десет стъпки, съответстващи на десет нива на водата при напълване на язовира. Зададените водни нива са разположени на равни разстояния от най-ниското ниво на стената до НВРВН.

Сеизмичният анализ е проведен за начално напрегнато и деформирано състояние на стената, получено в резултат на последователно и поетапно приложените натоварвания от

собствено тегло и хидростатичен натиск. Както вече бе споменато, земетръсното въздействие е зададено с акселерограми по границите на модела на основата. По-долу се дискутират съображенията, отчетени при определянето на изчислителните акселерограми.

Язовир „Morrow Point” е разположен в клисура с дълбочина от 750 метра, изрязана в нагънати предкамбрийски метаморфни и магматични скали. Основата му е изцяло изградена от кварцитни шисти с гранито-пегматитни прослойки. На около 1 километър от стената се намира разломът Cimarron, чиито западен край е успореден на р. Гънисън. Бюрото по мелиорации на САЩ (USBR) е провело микросейсмични проучвания за района на язовир „Morrow Point”, като са определени три изчислителни акселерограми. Използваните от USBR акселерограми съответстват на земетресение с период на възвръщане от 1 на 50 000 години и магнитуд M 6.5 до M 6.7. Акселерограмите, използвани в настоящия труд са получени от записите в Cerro Prieto (ср) на земетресението „Victoria”, Мексико, което е било с магнитуд M 6.5 и с честотен състав, сходен с този, получен от микросейсмичните изследвания на Бюрото по мелиорации. Компонентата $ср_045$ е приложена в направление по течението на реката; напречно на течението на реката е приложена компонентата $ср_315$, а във вертикално направление е приложена компонентата $ср_ur$. Изчислителните акселерограми са дадени на Фигура 7.1.

7.4 Анализ на собствените честоти и форми

Първите десет собствени честоти на системата „язовирна стена – основа – водохранилище” за случаите на празен и пълен язовир са дадени в Таблица 7.3. Собствените честоти на системата са приблизително същите като тези, представени в изследването на Fenves (1992) [13].

Таблица 7.3: Собствени честоти на трептене на яз.ст. „ Morrow Point” [rad/sec]

Форма	Симетричност	Празно водохранилище	Пълно водохранилище
1	Асиметрична	20.6	17.2
2	Симетрична	23.7	18.9
3	Симетрична	35.1	29.9
4	Симетрична	38.1	31.8
5	Асиметрична	41.5	36.8
6	Асиметрична	45.4	40.5
7	Симетрична	45.9	44.1
8	Симетрична	54.5	47.6
9	Симетрична	56.7	52.5
10	Асиметрична	58.5	54.2

Въз основа на резултатите от анализа на собствените честоти са зададени следните стойности на коефициентите на Rayleigh: $b_0 = 1.35$ rad/sec и $b_1 = 0.00165$ sec/rad. Техните стойности са приети така, че да получи коефициент на затихване от 5% за първата и петата форми на трептене на монолитния модел на стената при празно водохранилище.

7.5 Статичен анализ

7.5.1 Напрежения от собствено тегло

Вертикалните напрежения в края на строителството на стената са натискови достигат около 5 МРа в петата на водната страна. В ограничена зона в контакта „бетон–скала” може да се получи отваряне в основната fuga откъм въздушната страна. Това се дължи на формата на стената и по-точно на тази на блоковете, които са фундирани във високите части на скатове на долината. Поради куполообразната форма на стената, тези блокове са наклонени към водната страна, което води до ограничени опънни напрежения във въздушната страна на стъпката им.

7.5.2 Напрегнато и деформирано състояние от хидростатичен натиск

Натоварването от хидростатичен натиск е приложено върху „монолитен” модел на стената, т.е. при предпоставката, че контракционните фуги между блоковете са замонолитени чрез инжектиране с водо-циментов разтвор под налягане. Както бе отбелязано, моделирани са десет етапа от напълването на водохранилището. На Фигура 7.2 са представени резултати за дъговите напрежения за НВРВН.

Максималните дъгови напрежения достигат около 7 МРа на натиск. Те се получават в централната част на водната страна. Що се отнася до въздушната страна, дъговите напрежения в централната част са ниски (между 0 и 2 МРа на натиск). Натисковите дъгови напрежения нарастват към петите на дъгите, където достигат 3 МРа. Вертикалните натискови напрежения достигат около 5 МРа в долната централна част на водната страна. Те са високи и във въздушната страна на петите на централните конзоли, където също достигат около 5 МРа (натиск). Поради изключването на опън в контакта „бетон–скала”, главните напрежения на опън там са нулеви. Ниски опънни напрежения се получават в долната част на въздушната страна на централните конзоли, т.е. в добре известната „нулева зона”. Максималните премествания в стената се получават в централната ѝ част, където достигат до 30 mm.

Резултатите от статичния анализ показват, че максималните натискови напрежения достигат максимум 1/4 от якостта на натиск на бетона, а максималните опънни напрежения са нулеви, с изключение на ограничена зона в долната част на централните конзоли откъм въздушната страна. С други думи, спазени са проектните критерии по отношение на напрегнатото състояние на дъгови стени за основно съчетание на натоварванията.

7.6 Сеизмичен анализ с линейно–еластичен модел на системата „стена–основа”

Анализирано е реагирането на стената за първите 12 секунди от изчислителното земетресение за ниво МСЕ. Стъпката по време е 0.01 секунди, като уравненията на динамично равновесие на системата са интегрирани посредством α -метода на Hughes, Hilbert и Taylor (ННТ) [20].

Обвивните контури на максималните дъгови и максималните вертикални напрежения са дадени на Фигури 7.3 и 7.4. Както може да се види от тези фигури, в големи зони в горната част на стената са изчислени дъгови напрежения на опън, които надвишават значително якостта на опън на бетона. Такива напрежения се появяват както по водната, така и по въздушната страна на дъгите, като проникват също така и на значителна дълбочина в бетона. Изчислените дъгови опънни напрежения достигат максимални стойности от 16 МРа по водната страна и се получават в най-високата част на централните блокове. По въздушната страна, максималните им стойности надвишават 6 МРа в във високите части на централните блокове, както и в средните блокове към дясната и лявата брегови опори. Очевидно е, че подобни напрежения не могат да бъдат поети от контракционните фуги, тъй като последните са инжектирани с циментен разтвор притежаващ много ниска, почти нулева, якост на опън. Следователно, контракционните фуги ще се отворят в зоните на дъгови напрежения с висок опън. Получените резултати потвърждават резултатите, представени в изследването на Fenves (1992) [13].

7.7 Сеизмичен анализ с контракционни фуги и линейно–еластичен модел на бетона

Обвивните контури на максималните дъгови и максималните вертикални напрежения са дадени на Фигури 7.5 и 7.6. Тези изчисления показват, че дъговите напрежения на опън, изчислени в горната част на стената са значително по-ниски от случая на линейно–еластичен модел на системата „стена–основа”, както и че те се прекъсват от контракционните фуги. Областта, в която главните напрежения са по-високи от якостта на опън на бетона, също се е свила в сравнение с тази, получена при линейно–еластичен модел. За сметка на това се наблюдава нарастване на вертикалните опънни напрежения по въздушната страна

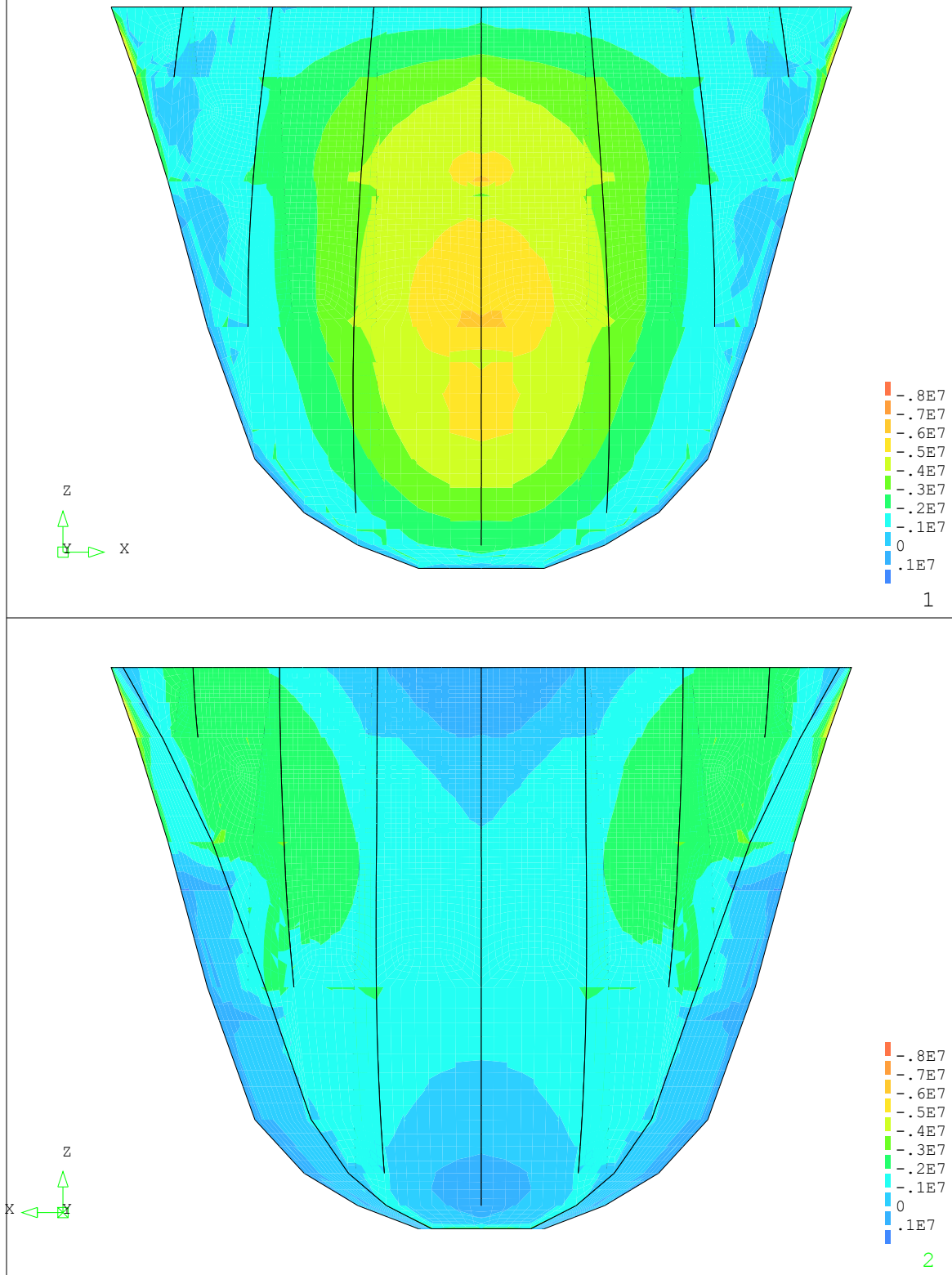
на стената. Това е логично, тъй като отварянето на контракционните фуги дава възможност за по-големи деформации на конзолите във вертикално направление. Тези деформации обаче се възпрепятстват от щрабите, което е много ясно изразено на Фигура 7.6. От нея се вижда, че нарастването на конзолните напрежения по въздушната страна е най-голямо на границата между два блока на стената, т.е. в контракционната фуга между тях. Максималните главни напрежения на опън все още остават по-високи от якостта на опън на бетона, като достигат 7 МРа в средните конзоли към лявата и дясна брегови опори. Толкова висок опън не може да се поеме от бетона, което означава, че трябва да се изследва възможността за образуване и развитие на пукнатини в тялото на стената.

7.8 Сеизмичен анализ с контракционни фуги и нелинеен модел на бетона

Обвивните контури на максималните дъгови и максималните вертикални напрежения са дадени на Фигури 7.7 и 7.8. От фигурите се вижда, че както дъговите, така и вертикалните напрежения на опън, изчислени посредством предложената в настоящия труд числена процедура, са по-ниски от динамичната якост на опън на бетона. Областта, в която максималните главни напрежения се доближават до динамичната якост на опън на бетона, е значително по-малка от тази, получена при изчисленията с контракционни фуги и линейно-еластичен модел за бетона. Обвивните контури на максималните опънни напрежения са несиметрични, поради отчитането на компонентата на ускоренията в основата, която е в посока напречно на долината на реката. Обвивните контури на максималните натискови напрежения показват, че якостта на натиск на бетона значително надвишава изчислените напрежения.

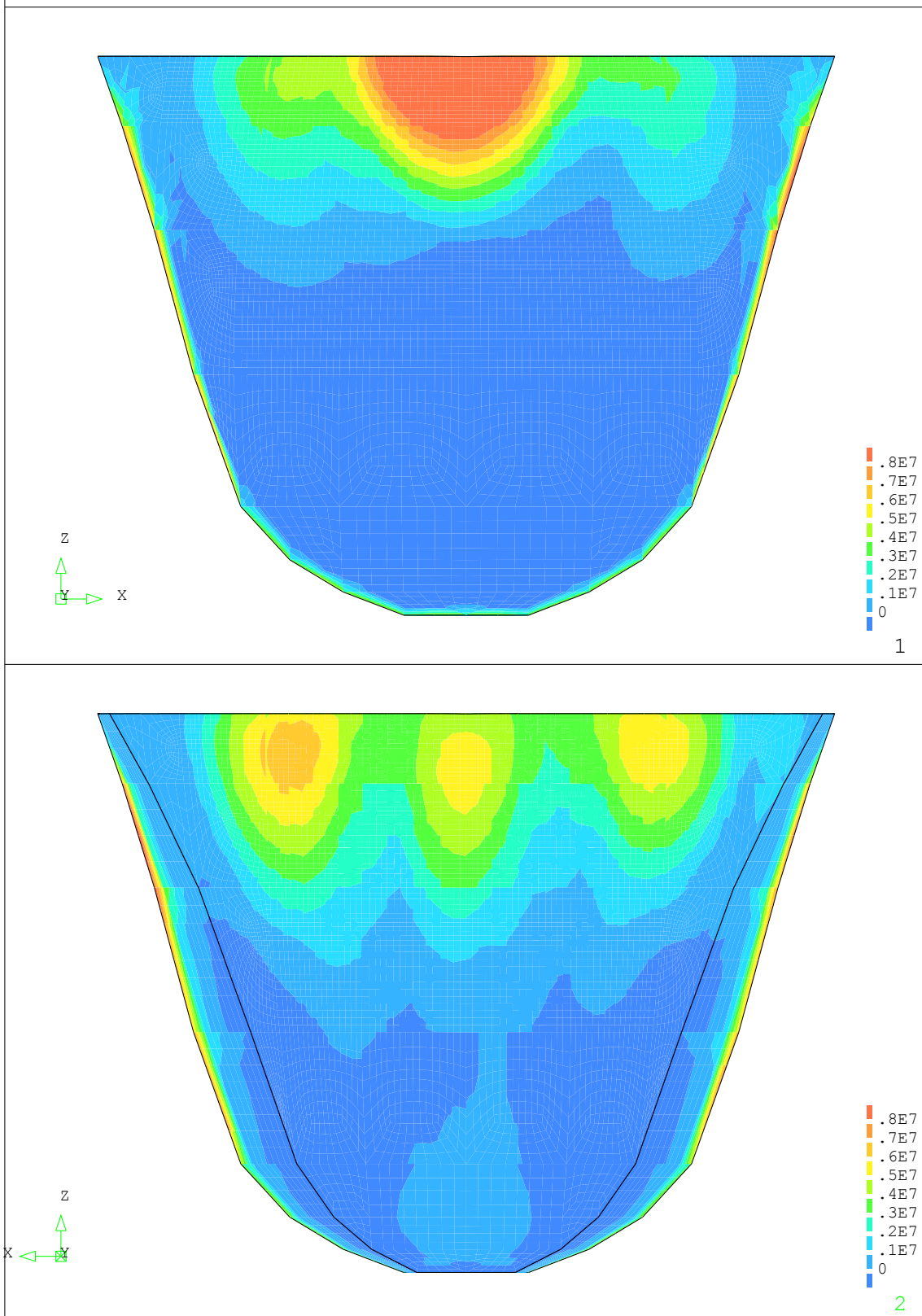
Диаграмите на преместванията в короната на стената в централното ѝ сечение са дадени на Фигура 7.9. От фигурата се вижда, че отварянето на фугите и образуването на пукнатини в тялото на стената няма еднозначно влияние върху хоризонталните премествания. В сравнение с линейно-еластичния модел, хоризонталните премествания при нелинейните модели в някои случаи намаляват, а в други - нарастват. Това се дължи на промяната на основните честоти на трептене при отварянето на фуги и образуването на пукнатини, което от своя страна води до разлика в реагирането за едни и същи честоти на сеизмичното въздействие. От друга страна, вертикалните премествания значително се увеличават при анализа с контракционни фуги и нелинеен модел на бетона. Това е лесно обяснимо - образуването на хоризонтални пукнатини по въздушната страна на стената намалява коравината във вертикална посока, което води до по-големи вертикални премествания.

На Фигура 7.10 са дадени диаграмите на отварянията на централната контракционна фуга, в короната на стената. Вижда се, че образуването на пукнатини увеличава незначително максималните отваряния на контракционната фуга.



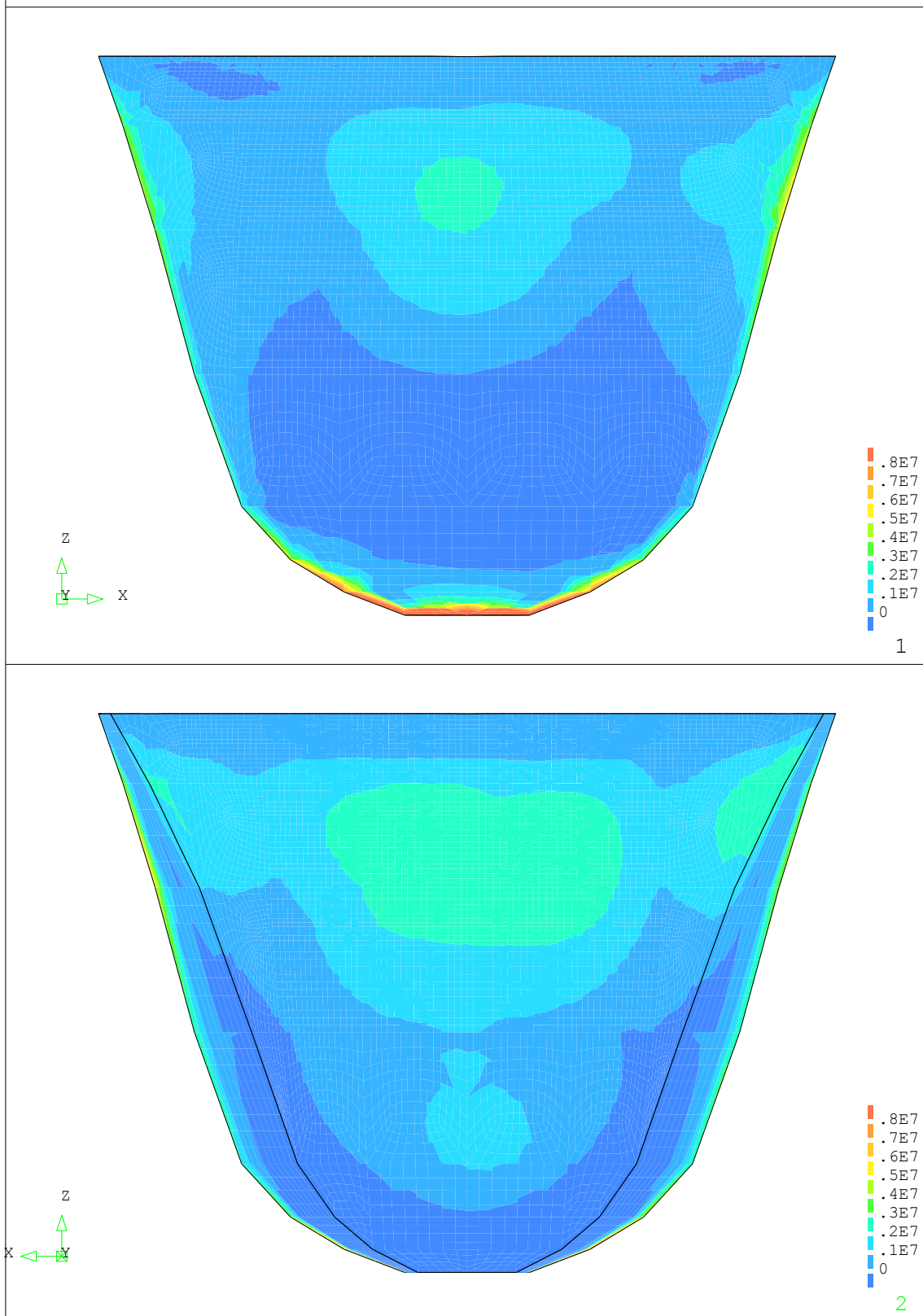
MORROW POINT DAM. SW+HSP ARCH STRESS [Pa]. U/S & D/S FACES

Фигура 7.2: Яз.ст. „Morrow Point”. СТ + хидростатичен натиск (ХСН). Дъгови напрежения [Pa]



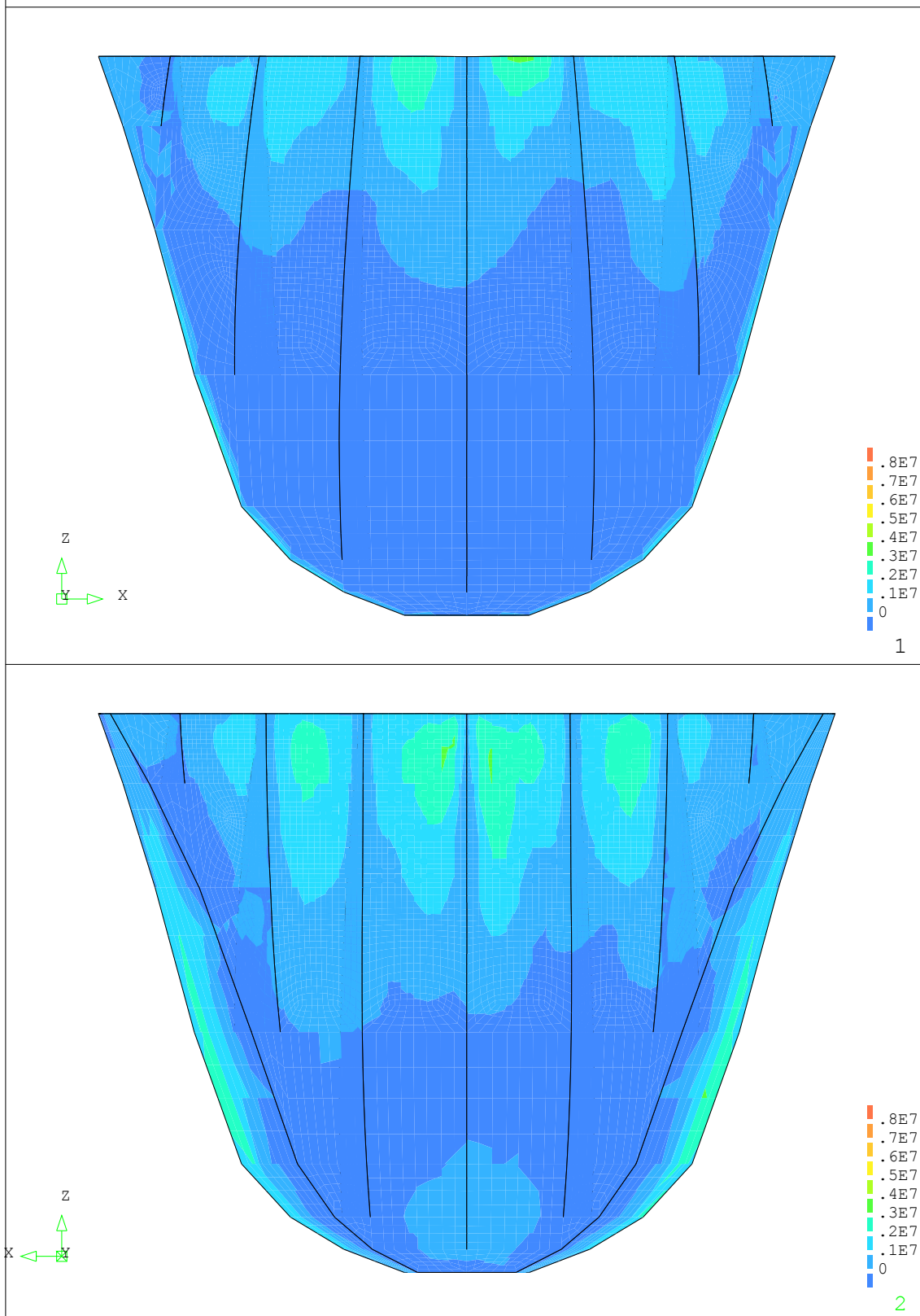
MP DAM LIN-EL. SW+HSP+EQ MAX ARCH STRESS [Pa]. U/S & D/S FACES

Фигура 7.3: Яз.ст. „Morrow Point”. Линеен анализ. СТ+ХСН+МСЕ. Обвивни контури на макс. дългови напрежения [Pa]



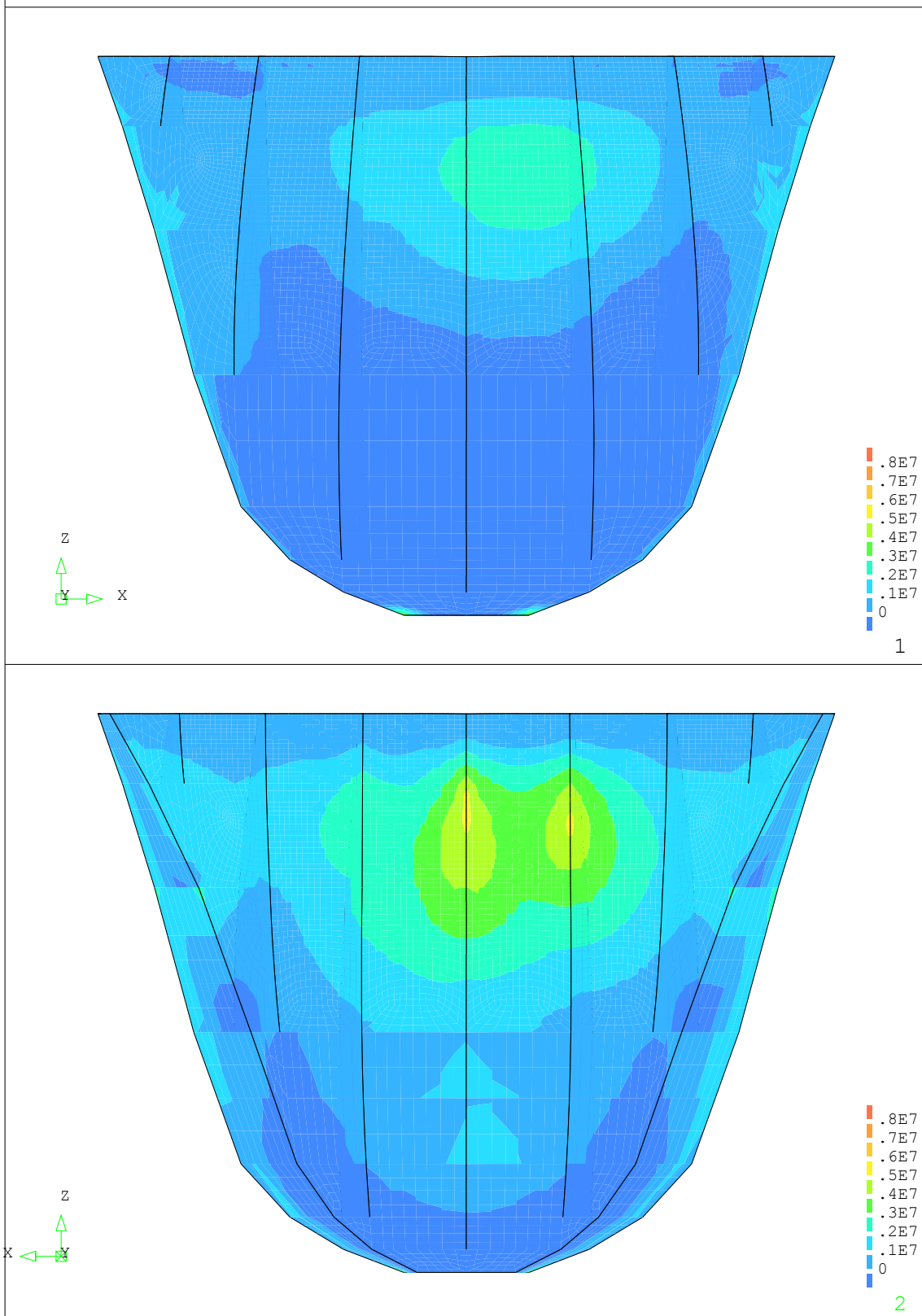
MP DAM LIN-EL. SW+HSP+EQ MAX VERTICAL STRESS [Pa]. U/S & D/S FACES

Фигура 7.4: Яз.ст. „Morrow Point”. Линеен анализ. СТ+ХСН+МСЕ. Обвивни контури на макс. конзолни напрежения [Pa]



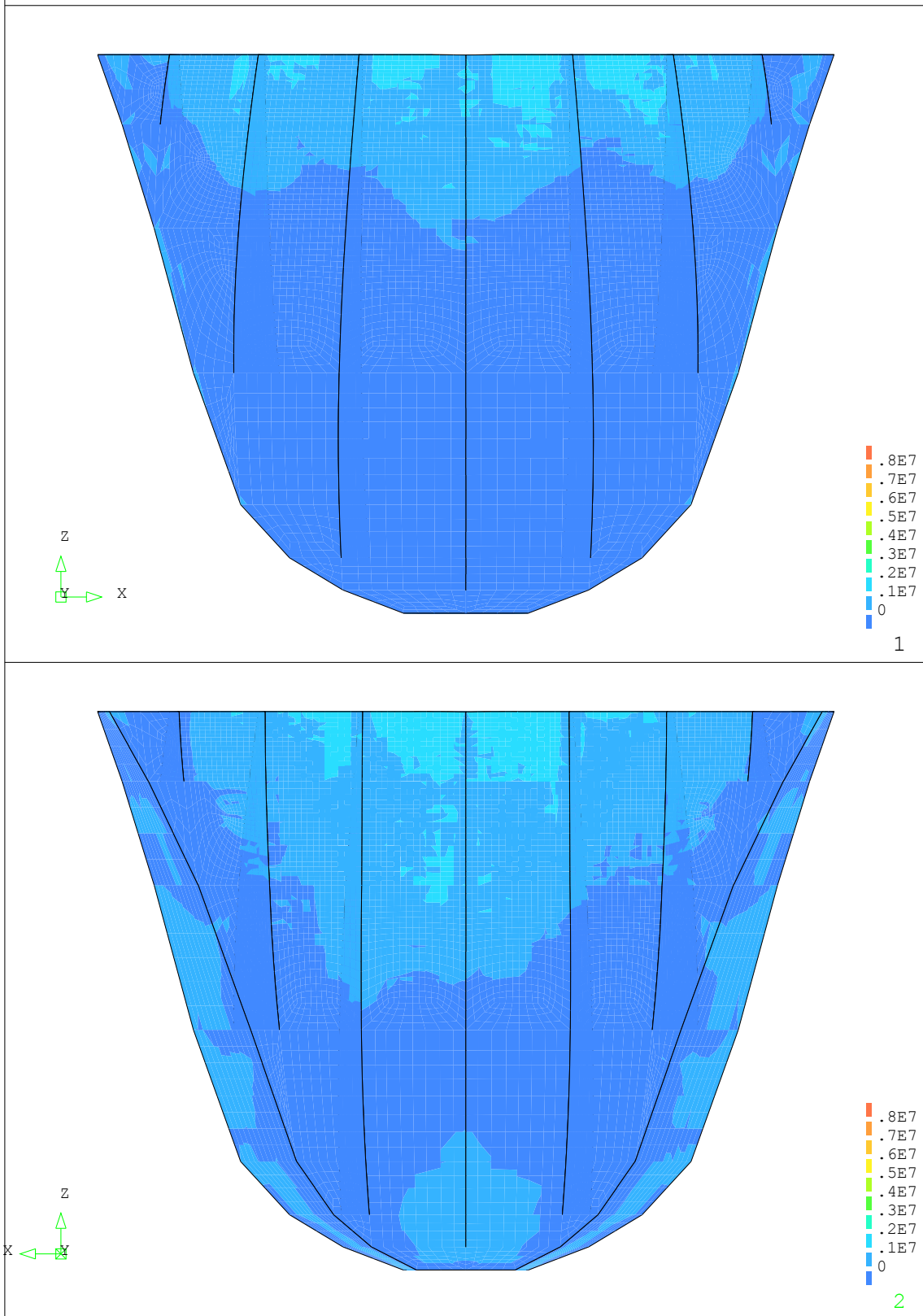
MP DAM - JOINTS. SW+HSP+EQ MAX ARCH STRESS [Pa]. U/S & D/S FACES

Фигура 7.5: Яз.ст. „Morrow Point”. Нелинеен анализ: фуги. СТ+ХСН+МСЕ. Обвивни контури на макс. дъгови напрежения [Pa]



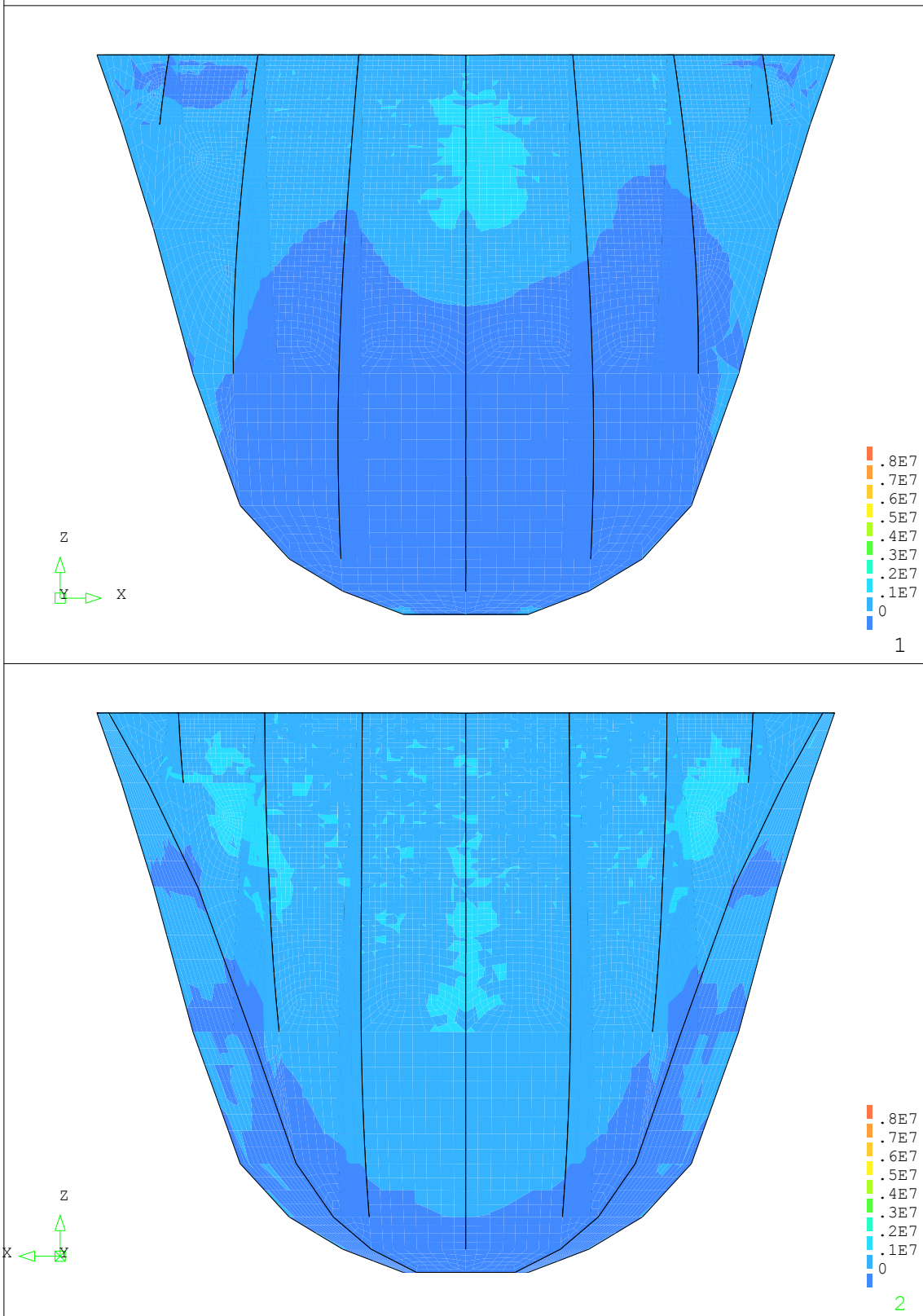
MP DAM - JOINTS. SW+HSP+EQ MAX VERTICAL STRESS [Pa]. U/S & D/S FACES

Фигура 7.6: Яз.ст. „Morrow Point”. Нелинеен анализ: фуги. СТ+ХСН+МСЕ. Обвивни контури на макс. конзолни напрежения [Pa]



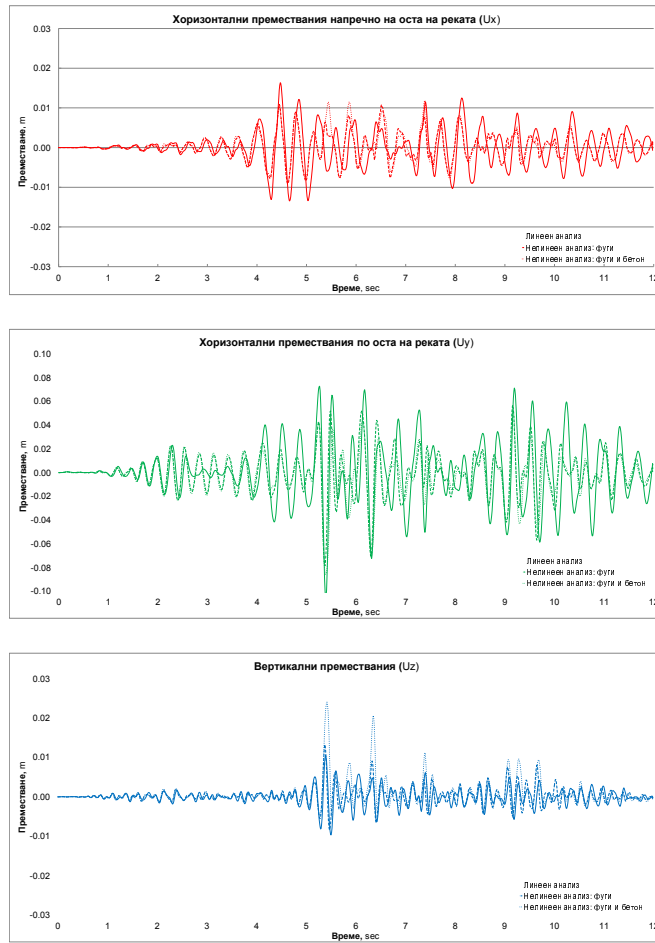
MORROW POINT DAM. SW+HSP+EQ MAX ARCH STRESS [Pa]. U/S & D/S FACES

Фигура 7.7: Яз.ст. „Morrow Point”. Нелинеен анализ: фуги и бетон. СТ+ХСН+МСЕ. Обвивни контури на макс. дъгови напрежения [Pa]



MORROW POINT DAM. SW+HSP+EQ MAX VERTICAL STRESS [Pa]. U/S & D/S FACES

Фигура 7.8: Яз.ст. „Morrow Point”. Нелинеен анализ: фуги и бетон. СТ+ХСН+МСЕ. Обвивни контури на макс. конзолни напрежения [Pa]



Фигура 7.9: Яз.ст. „Morrow Point”. Премествания в центъра на короната на стената [m]



Фигура 7.10: Яз.ст. „Morrow Point”. Отваряния на фугата в центъра на короната на стената [m]

7. Заключение и препоръки

8.1 Обзор на проведените изследвания

Настоящият труд предлага нова числена методика за нелинеен статичен и сеизмичен анализ на бетонни дъгови язовирни стени по метода на крайните елементи. Предложената методика комбинира нелинеен фугов модел и нелинеен модел на бетона с цел отчитане на ефектите, дължащи се на относителни премествания в контракционните фуги, отваряния в основната фуга и нееластично поведение на бетона на блоковете на дъгови стени. Методиката позволява подробно и точно моделиране на напрегнатото и деформираното състояние на дъгови стени във всички етапи на строителството, завиряването и експлоатацията им, при отчитане на:

(i) Последователността на изграждане на блоковете на стената и предаването на теглото им върху скалната основа.

(ii) Постепенното нарастване на якостта и модула на еластичност на бетона през строителния период в паралел с развитието на термичните процеси при втвърдяването на бетона.

(iii) Замонолитването на контракционните фуги между блоковете.

(iv) Първоначалното етапно напълване на язовирното езеро и възможни отваряния в основната фуга по време на покачване на водното ниво и нарастване на хидростатичния натиск.

(v) Промените на температурното поле в тялото на стената, съответно и на нейното термонапрегнато състояние, вследствие на промените на околната температура по водната и въздушната ѝ страни. Паралелно с това – промяната на хидростатичния натиск вследствие на движението на водното ниво на язовира и изменението на НДС на стената и основата.

(vi) Реагирането на стената по време на земетръс, с отчитане на нелинейните ефекти от относителни премествания в контракционните фуги, отваряния в основната фуга и нееластично поведение на бетона. Сравнително точно отчитане на хидродинамичното налягане, предизвикано от земетръсното въздействие.

(vii) Поведението на стената в периода след силен земетръс.

Предложената процедура е приложена за изследване на сеизмичното поведение на съществуващата дъгова язовирна стена „Morrow Point”. Изчисленията са проведени за земетресение от ниво МСЕ. Прието е, че контракционните фуги са изградени със щраби, които възпрепятстват големи относителни премествания в радиално направление.

8.2 Резюме на резултатите от числения пример

Основните резултати, получени посредством предложената методика от числен пример на изследване на сеизмичното поведение на язовирна стена „Morrow Point” са, както следва:

(i) Относителните премествания на блоковете на стената, породени от големите премествания на основата вследствие на земетресение от ниво МСЕ, предизвикват отваряне, затваряне и приплъзване в контракционните фуги.

(ii) Отварянето на контракционните фуги води до значително намаляване на високите опънни напрежения по направление на дъгите, както и до преразпределение на напреженията, което се изразява в нарастване на вертикалните опънни напрежения в блоковете.

(iii) Затварянето на отворени контракционни фуги по време на динамичното реагиране на стената води до пораждаване на високи натискови напрежения по направление на дъгите.

(iv) Поради преразпределението на напреженията в тялото на стената, породено от относителните премествания в контракционните фуги, вертикалните опънни напрежения

по въздушната страна на стената определят степента на възникване и развитие на пукнатини, а оттам и степента на намаляване на коравината на стената.

8.3 Заключение от проведените изследвания

Въз основа на проведените числени изследвания може да се заключи, че относителните премествания в контракционните фуги и напукванията на бетона в блоковете на дъгови язовирни стени влияят значително върху поведението на последните при силни земетресения. Следователно, гореспоменатите нелинейни ефекти трябва да бъдат отчитани при проектирането на нови и проверките на сигурността на съществуващи дъгови стени.

Предложената в настоящия труд нова числена процедура дава възможност за подробен анализ на нелинейното сеизмично поведение на бетонни дъгови стени. Нелинейният модел на фугите, комбиниран с нелинейния модел на бетона, позволяват отчитане на относителните премествания в контракционните фуги и нееластичните ефекти в бетонните блокове на стената.

8.4 Основни научни и научно-приложни приноси

Основните приноси на настоящия труд са, както следва:

(i) Дефинирани са числен модел и числен алгоритъм за анализ по Метода на крайните елементи на напрегнатото и деформираното състояние на дъгови стени при статични и сеизмични въздействия с възможност за отчитане на нелинейните ефекти, дължащи се на относителните премествания във фугите между блоковете на стената и в основната фуга, както и на нелинейното поведение на бетона.

(ii) Численият модел включва нелинеен фугов модел за описание на поведението на фугите на стената и модел на пластичните повреди за описание на нелинейното поведение на бетона. Тези модели са въведени като потребителски подпрограми в компютърната програма DIANA, базирана на метода на крайните елементи, която е използвана за създаване на математически модел, провеждане на изчисления и обработката и представяне на резултатите от тях. Създаден е файл с поредица от команди, който указва на DIANA прочита на входните данни, алгоритъма за провеждане на изчисленията и записа на желаните резултати.

(iii) Валидността на предложените числен модел и алгоритъм са проверени чрез провеждане на статичен и сеизмичен анализ (за ниво на сеизмично въздействие Максимално възможно земетресение) на съществуваща дъгова стена.

(iv) Въз основа на резултатите от горния анализ са направени заключения, които в по-голямата си част са общовалидни за поведението на дъгови стени и показват необходимостта от отчитане на изследваните нелинейни ефекти.

(v) Предлаганата методика може да бъде използвана в проектантската практика при проектиране на нови и проверка на съществуващи дъгови стени.

8.5 Препоръки за бъдещи изследвания

По-нататъшните изследвания в продължение на настоящия труд трябва да обхванат нелинейно поведение на скалния масив.

Необходимо е също така да се изследва ефектът на радиационно затихване, дължащ се на взаимодействието „стена–основа“. Възможно е отчитането на този ефект да доведе до намаляване изчислените напрежения в стената.

Друга област на развитие е изчисляване на промяната на хидродинамичния натиск върху водната страна на стената по време на силен земетръс, с отчитане на свиваемостта на водата. Един от възможните подходи е представен в труда на Zienkiewicz и Taylor (2000) [50].

Библиография

- [1] K.-J. Bathe. *Finite Element Procedures*. Prentice-Hall, Inc., 1996.
- [2] Z. P. Bažant and B. Oh. Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures*, 16(93):155–177, 1983.
- [3] S. S. Bhattacharjee and P. Léger. Concrete constitutive models for nonlinear seismic analysis of gravity dams — state-of-the-art. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 19:492–509, 1992.
- [4] E. Bruhwiler. Fracture of mass concrete under simulated seismic action. *Dam Engineering*, I(3):153–175, 1990.
- [5] CEA. Safety assessment of existing dams for earthquake conditions. Seismic analysis of concrete dams. Technical Report No. 420 G 547, Canadian Electrical Association, Research and Development, 1990. Background Volume C-4.
- [6] M. Cervera, J. Oliver, and O. Manzoli. A rate-dependent isotropic damage model for the seismic analysis of concrete dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25:987–1010, 1996.
- [7] P. J. L. Chappuis. *Modélisation non-linéaire du comportement du béton sous des sollicitations dynamiques*. PhD thesis, École Polytechnique Fédérale de Zurich, 1987.
- [8] W. Chen. *Plasticity in Reinforced Concrete*. McGraw-Hill, 1982.
- [9] R. W. Clough, J. M. Raphael, and S. Mojtahedi. ADAP—a computer program for static and dynamic analysis of arch dams. Technical Report EERC 73-14, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, June 1973.
- [10] M. J. Dowling and J. F. Hall. Nonlinear seismic analysis of arch dams. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 115(4):768–789, April 1989.
- [11] R. Faria, J. Oliver, and M. Cervera. A strain-based plastic viscous–damage model for massive concrete structures. *International Journal of Solids and Structures*, 35(14):1533–1558, 1998.
- [12] G. L. Fenves, S. Mojtahedi, and R. B. Reimer. ADAP-88—a computer program for nonlinear earthquake analysis of concrete arch dams. Technical Report UCB/EERC-89/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, November 1989.
- [13] G. L. Fenves, S. Mojtahedi, and R. B. Reimer. Parameter study of joint opening effects on earthquake response of arch dams. Technical Report UCB/EERC-92/05, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, April 1992.
- [14] K.-L. Fok and A. K. Chopra. Earthquake analysis and response of concrete arch dams. Technical Report UCB/EERC-85/07, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, July 1985.
- [15] A. E. Groen. Improvement of low order elements using assumed strain concepts. Technical Report 25.2.94.203, Delft University of Technology, 1994.
- [16] R. M. Gunn. The design of shear keys for large arch dams in seismic regions. In *Proceedings of the Workshop on Seismic Aspects of Dams*, Seventy-Third Annual Meeting of ICOLD, Tehran, Iran, 2005.

- [17] J. F. Hall and A. K. Chopra. Dynamic analysis of arch dams including hydrodynamic effects. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 109(1):149–167, February 1983.
- [18] A. Hillerborg, M. Mod  er, and P. Peterson. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, (6):773–782, 1976.
- [19] J. Hohberg. *A Joint Element for the Nonlinear Dynamic Analysis of Arch Dams*. PhD thesis, Institut für Baustatic und Konstruktion ETH Zürich, July 1992.
- [20] T. Hughes. *The Finite Element Method – Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis*. Prentice-Hall, Inc., 1987.
- [21] T. Hughes, K. Pister, and R. Taylor. Implicit-explicit finite elements in nonlinear transient analysis. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 17/18(1):159–182, 1979.
- [22] ICOLD. Earthquake analysis procedures for dams. State of the art. Technical report, International Commission on Large Dams, Paris, France, 1986.
- [23] ICOLD. Selecting seismic parameters for large dams. Guidelines. Technical report, International Commission on Large Dams, Paris, France, 2010.
- [24] International Engineering Company, Inc. Pacoima arch dam, investigation and evaluation of effects of San Fernando earthquake. Technical report, Los Angeles County Flood Control District, 1972.
- [25] J. Ju. On energy–based coupled elastoplastic damage theories: constitutive modeling and computational aspects. *International Journal of Solids and Structures*, 25(7):803–833, 1989.
- [26] L. M. Kachanov. *Introduction to Continuum Damage Mechanics*. Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht, the Netherlands, 1986.
- [27] I. K. Karsan and J. O. Jirsa. Behaviour of concrete under compressive loadings. *ASCE Journal of the Structural Division*, 95(12):2543–2563, 1969.
- [28] H. Kupfer, H. K. Hilsdorf, and H. R  sch. Behaviour of concrete under biaxial stresses. *ACI Materials Journal*, 66:656–666, 1969.
- [29] D. T. Lau, B. Noruziaan, and G. Razaqpur. Modelling of contraction joint and shear sliding effects on earthquake response of arch dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27:1013–1029, 1998.
- [30] J. Lee. *Theory and Implementation of Plastic–Damage Model for Concrete Structures under Cyclic and Dynamic Loading*. PhD thesis, University of California at Berkeley, January 1996.
- [31] J. Lee and G. L. Fenves. Numerical implementation of plastic–damage model for concrete under cyclic loading: Application to concrete dams. Technical Report UCB/SEMM–94/03, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, May 1994.
- [32] J. Lee and G. L. Fenves. A plastic–damage concrete model for earthquake analysis of dams. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27:937–956, 1998.
- [33] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, and E. O  ate. A plastic–damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 25(3):299–326, 1989.
- [34] J. Mays and L. Roehm. Effect of vertical contraction joints in concrete arch dams. *Computers and Structures*, 47(4/5):615–627, 1993.

- [35] S. Mojtahedi and G. L. Fenves. Response of a concrete arch dam in the 1994 Northridge, California earthquake. In *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Oxford, U.K., 1996. Elsevier Science Ltd.
- [36] B. Noruziaan. *Nonlinear Seismic Analysis of Concrete Arch Dams*. PhD thesis, Carleton University, Ottawa, Canada, September 1995.
- [37] J. Oliver. A consistent characteristic length for smeared cracking models. *International Journal For Numerical Methods in Engineering*, 28:461–474, February 1989.
- [38] M. Ortiz. A constitutive theory for inelastic behaviour of concrete. *Mechanics of Materials*, 4:67–93, 1985.
- [39] T. Pagnoni, J. Slater, R. Ameer-Moussa, and O. Buyukozturk. A nonlinear three-dimensional analysis of reinforced concrete based on a bounding surface model. *Computers and Structures*, 43(1):1–12, 1992.
- [40] J. Pan, C. Zhang, J. Wang, and Y. Xu. Seismic damage-cracking analysis of arch dams using different earthquake input mechanisms. *Science in China Series E: Technological Sciences*, 52(2):518–529, February 2009.
- [41] H. W. Reinhardt. Fracture mechanics of an elastic softening material like concrete. *Heron*, 29(2):1–42, 1984.
- [42] S. Shah, S. Swartz, and C. Ouyang. *Fracture Mechanics of Concrete*. John Wiley and Sons, Inc., 1995.
- [43] D. A. Shannon. Dam damage: Evaluating and learning from the Wenchuan earthquake’s impact to China’s dams. In *Proceedings of the 2009 ASCE Conference on Lifeline Earthquake Engineering in a Multihazard Environment*, pages 1371–1382, Reston, Virginia, 2009.
- [44] H. Tan and A. K. Chopra. Earthquake analysis and response of concrete arch dams. Technical Report UCB/EERC-95/07, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, July 1995.
- [45] R. Taylor. FEAP: A finite element analysis program for engineering workstations. Technical Report UCB/SEMM-92, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, 1992.
- [46] A. D. Tzenkov and D. T. Lau. Non-linear earthquake modelling and analysis of concrete arch dams. In *Proceedings of the Twelfth European Conference on Earthquake Engineering*, London, U.K., 2002. Elsevier Science Ltd.
- [47] G. Z. Voyiadjis and Z. N. Taqieddin. Elastic plastic and damage model for concrete materials; Part I and Part II. *International Journal of Structural Changes in Solids – Mechanics and Applications*, 1(1):31–59; 187–209, 2009.
- [48] M. Wieland and C. Houqun. Lessons learnt from the Wenchuan earthquake. *International Water Power and Dam Construction*, pages 36–40, September 2009.
- [49] J. Y. Wu, J. Li, and R. Faria. An energy release rate-based plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 43:583–612, 2006.
- [50] O. Zienkiewicz and R. Taylor. *The Finite Element Method*. Butterworth-Heinemann, 2000.

